

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

ELIAS WEHRMEISTER

AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DE ZONAS DE SEPARAÇÃO EM  
ESCOAMENTOS SOBRE VERTEDOUROS

CURITIBA

2017

ELIAS WEHRMEISTER

AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DE ZONAS DE SEPARAÇÃO EM  
ESCOAMENTOS SOBRE VERTEDOUROS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental, Área de Concentração em Engenharia de Recursos Hídricos, Departamento de Hidráulica e Saneamento, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como parte das exigências para a obtenção do título de Mestre em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental.

Orientador: Prof. Dr. José Junji Ota

CURITIBA

2017

Catálogo na Fonte: Sistema de Bibliotecas, UFPR  
Biblioteca de Ciência e Tecnologia

---

W414a      Wehrmeister, Elias

Avaliação computacional de zonas de separação em escoamentos  
sobre vertedouros [recurso eletrônico] / Elias Wehrmeister, 2017.

Dissertação (mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia de Recursos  
Hídricos e Ambiental, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do  
Paraná.

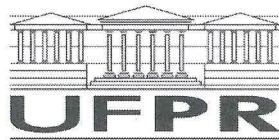
Orientador: José Junji Ota

1. Escoamento. 2. Dinâmica dos fluídos. I. Universidade Federal do  
Paraná. II. Ota, José Junji. III. IV. Título.

CDD 006.25

---

Bibliotecária: Vilma Machado CRB9/1563



## TERMO DE APROVAÇÃO

Os membros da Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em ENGENHARIA DE RECURSOS HÍDRICOS E AMBIENTAL da Universidade Federal do Paraná foram convocados para realizar a arguição da Dissertação de Mestrado de ELIAS WEHRMEISTER intitulada: AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DE ZONAS DE SEPARAÇÃO EM ESCOAMENTOS SOBRE VERTEDOUROS, após terem inquirido o aluno e realizado a avaliação do trabalho, são de parecer pela sua APROVAÇÃO no rito de defesa.

A outorga do título de mestre está sujeita à homologação pelo colegiado, ao atendimento de todas as indicações e correções solicitadas pela banca e ao pleno atendimento das demandas regimentais do Programa de Pós-Graduação.

Curitiba, 18 de Maio de 2017.

JOSÉ JUNJI OTA

Presidente da Banca Examinadora (UFPR)

MICHAEL MANNICH

Avaliador Interno (UFPR)

ANDRÉ NAGALLI

Avaliador Externo (UTFPR)

TOBIAS BERNWARD BLENINGER

Avaliador Interno (UFPR)



## RESUMO

Separação em vertedouros de superfície acarreta na diminuição da capacidade de descarga da estrutura, portanto precisa ser evitada. A ocorrência desse fenômeno foi documentada em estudos de modelo físico reduzido em duas circunstâncias: operação com carga hidráulica muito acima da carga de projeto e operação com alto grau de submergência. Nesta dissertação são apresentados os principais aspectos para formação da zona de separação e critérios para dimensionamento de vertedouros de superfície. Os dois casos documentados com existência de zona de separação foram reproduzidos em um modelo computacional tridimensional e os resultados obtidos por este modelo foram comparados com os resultados levantados nos modelos físicos. O programa *FLOW-3D* mostrou-se capaz de representar a separação a jusante das cristas dos vertedouros em ambos os casos, resultando em diferenças no coeficiente de descarga menores que 2 % entre o modelo computacional e o modelo físico em todas as simulações realizadas. Um comparativo entre os resultados para diferentes modelos de turbulência mostrou uma melhor capacidade dos modelos baseados nas Equações Médias de Reynolds de duas equações na representação do fenômeno, com superioridade do Grupo Renormalizado. Os efeitos de escala mostraram-se com pouca influência, devido aos elevados números de Reynolds dos escoamentos simulados. A importância do quadrante de jusante do perfil vertente foi explorada, mostrando-se determinante na supressão da ocorrência das zonas de separação e nos efeitos destas na capacidade de descarga de vertedouros de superfície.

Palavras-chave: Vertedouros de superfície. Zona de separação. Dinâmica dos fluidos computacional. *FLOW-3D*.

## **ABSTRACT**

Separation in overflow spillways leads to reduction of the discharge capacities, therefore it needs to be avoided. This phenomenon has been presented in studies with reduced hydraulic models under two circumstances: operation with hydraulic head greater than the design head and operation with downstream submergence. In this dissertation, the criteria for separation and main parameters for overflow spillway design are showed. Both separation cases presented were reproduced in a tridimensional computer model and the results were compared with the physical model results. Flow-3D software proved to be able to represent the separation downstream the spillways crests in either cases, resulting in discharge coefficients differences smaller than 2 % in comparison with the ones obtained in physical models for all the simulations. An evaluation of the turbulence models showed a better capacity of Reynolds Averaged Navier-Stokes two-equation models in simulating the separation, with advantage for the Renormalization-Group model. The scale effects demonstrated to have little influence in the results, due the high Reynolds numbers of the simulated flows. The significance of the downstream crest shape was explored and has showed to be important to avoid separation and its effects in overflow spillways discharge capacity.

Key-words: Overflow spillways. Separation of flow. Computational fluid dynamics. FLOW-3D.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Linhas de corrente de um fluido ideal ao redor de um corpo cilíndrico ..	17
Figura 2.2 - Formação de zonas de separação de acordo com o número de Reynolds .....	18
Figura 2.3 - Coeficiente de arraste para corpos cilíndricos .....	19
Figura 2.4 - Perfis de velocidade de fluxo ao redor de um corpo submerso .....	20
Figura 2.5 - Vertedouro de superfície de ogiva alta.....	21
Figura 2.6 - Coeficiente de descarga em função da altura do paramento de montante .....	22
Figura 2.7 - Coeficiente de descarga por Abecasis.....	23
Figura 2.8 - Coeficiente de descarga por Rouse .....	24
Figura 2.9 - Coeficientes de redução apresentados por Dettmer (2013).....	25
Figura 2.10 - Tipos de escoamento a jusante de vertedouros com baixa ogiva e elevado grau de submergência .....	26
Figura 3.1 - Definição dos elementos geométricos .....	31
Figura 4.1 - Geometria do vertedouro para o caso com alta carga hidráulica, medidas em metro.....	38
Figura 4.2 - Comparativo dos resultados do modelo físico reduzido com a curva de Rouse .....	40
Figura 4.3 - Aspecto do escoamento mostrando retorno na região de separação ....	41
Figura 4.4 - Perfis obtidos no modelo físico reduzido para elevada carga hidráulica	42
Figura 4.5 - Geometria do vertedouro para o caso com alto grau de submergência, medidas em metro – Alternativa 01 .....	44
Figura 4.6 - Geometria do vertedouro para o caso com alto grau de submergência, medidas em metro – Alternativa 02.....	45
Figura 4.7 - Aspecto do escoamento a jusante – Alternativa 01 .....	46
Figura 4.8 - Aspecto do escoamento a jusante – Alternativa 02 .....	46
Figura 4.9 - Perfis obtidos no modelo físico reduzido para a Alternativa 02.....	47
Figura 5.1 - Limites da simulação para o caso com alta carga hidráulica .....	50
Figura 5.2 - Comparativo de cotas piezométricas para o caso com alta carga hidráulica.....	51
Figura 5.3 - Comparativo de linha d'água para o caso com alta carga hidráulica .....	52
Figura 5.4 - Células de solução para o caso com alta carga hidráulica .....	53

Figura 5.5 - Detalhe das células para o caso com alta carga hidráulica .....	54
Figura 5.6 - Distribuição de velocidades absolutas .....	55
Figura 5.7 - Linhas de corrente no contorno da crista .....	56
Figura 5.8 - Distribuição de velocidades horizontais .....	56
Figura 5.9 - Detalhe da região de recirculação.....	57
Figura 5.10 - Trajetória de uma partícula na região de recirculação .....	57
Figura 5.11 - Perfis de velocidades horizontais em diferentes posições do escoamento sobre o vertedouro.....	58
Figura 5.12 - Cotas piezométricas para os modelos de turbulência de duas equações.....	61
Figura 5.13 - Cotas piezométricas para o modelo LES e sem utilização de modelo de turbulência.....	62
Figura 5.14 - Cotas piezométricas para os modelos algébrico e de uma equação ...	63
Figura 5.15 - Zona de separação nos modelos RANS de duas equações.....	63
Figura 5.16 - Ausência de zona de separação nos modelos RANS algébrico e de uma equação.....	64
Figura 5.17 - Zona de separação variável.....	65
Figura 5.18 - Comparativo de níveis de água.....	66
Figura 5.19 - Comparativo de cotas piezométricas .....	67
Figura 5.20 - Detalhe da região de recirculação para simulação em escala de protótipo .....	68
Figura 5.21 - Limites da simulação para o caso com alto grau de submersão.....	70
Figura 5.22 - Comparativo de linha d'água para o caso com alto grau de submersão.....	72
Figura 5.23 - Comparativo de cotas piezométricas para o caso com alto grau de submersão.....	73
Figura 5.24 - Células de solução para o caso com alto grau de submersão .....	73
Figura 5.25 - Comparativo de níveis de água entre as alternativas de perfil.....	75
Figura 5.26 - Comparativo de níveis de cotas piezométricas entre as alternativas de perfil .....	75
Figura 5.27 - Comparativo do aspecto do escoamento entre as alternativas de perfil .....	76
Figura 5.28 - Distribuição de velocidades horizontais .....	78
Figura 5.29 - Detalhe da zona de separação .....	79

Figura 5.30 - Perfis de velocidade para o caso com alto grau de submergência .....	79
Figura 5.31 - Linhas de corrente .....	80
Figura 5.32 - Estudo da influência do quadrante de jusante do perfil do vertedouro nos níveis de água .....	81
Figura 5.33 - Comparativo de cotas piezométricas no estudo da influência do quadrante de jusante do perfil do vertedouro .....	82
Figura 5.34 - Influência do quadrante de jusante do perfil do vertedouro no aspecto do escoamento .....	83
Figura 5.35 - Linhas de corrente para a simulação com perfil de vertedouro sem quadrante de jusante.....	83

## LISTA DE TABELAS

Tabela 4.1 - Resultados de modelo físico reduzido para o caso com alta carga hidráulica.....	39
Tabela 4.2 - Resultados do modelo físico reduzido para o caso com alto grau de submergência.....	43
Tabela 5.1 - Comparativo do coeficiente de descarga para o caso com alta carga hidráulica.....	54
Tabela 5.2 - Níveis de água para os diferentes modelos de turbulência.....	60
Tabela 5.3 - Comparativo do coeficiente de descarga para o caso com alto grau de submergência.....	74
Tabela 5.4 - Comparativo do coeficiente de descarga para o caso com alto grau de submergência (Alternativa 01).....	77



## LISTA DE ABREVIATURAS

CAD	<i>Computer Aided Design</i>
CEHPAR	Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza
CFD	<i>Computational Fluid Dynamics</i>
LES	<i>Large Eddy Simulation</i>
RANS	<i>Reynolds Averaged Navier-Stokes</i>
RNG	<i>Renormalization-Group</i>
USBR	<i>United States Bureau of Reclamation</i>

## LISTA DE SÍMBOLOS

$a$	Constante de Creager (adimensional)
$A$	Área (m <sup>2</sup> )
$b$	Constante de Creager (adimensional)
$C$	Coeficiente de descarga (adimensional)
$C'$	Coeficiente de descarga (adimensional)
$C_0$	Coeficiente de descarga de projeto (adimensional)
$C_D$	Coeficiente de arraste (adimensional)
$D$	Comprimento característico (m)
$F$	Força de arraste (N)
$g$	Aceleração gravitacional (m/s <sup>2</sup> )
$h$	Altura de água atuante na crista do vertedouro (m)
$h_0$	Altura de água atuante na crista do vertedouro de projeto (m)
$h_e$	Altura correspondente à velocidade de aproximação (m)
$h_v$	Altura da energia de velocidade (m)
$h'_v$	Altura da energia de velocidade a jusante (m)
$H$	Carga hidráulica (m)
$H_0$	Carga hidráulica de projeto (m)
$k$	Altura de rugosidade (m)
$K$	Constante para determinação do perfil da estrutura (adimensional)
$K_a$	Coeficiente de contração das ombreiras (adimensional)
$K_p$	Coeficiente de contração do pilar (adimensional)
$L$	Largura bruta da estrutura (m)
$L_e$	Largura efetiva da estrutura (m)
$n$	Constante para determinação do perfil da estrutura (adimensional)
$N$	Número de pilares (unidade)
$N_c$	Número de contrações (unidade)
$p$	Altura do paramento de montante (m)
$q$	Vazão específica (m <sup>3</sup> /s/m)
$Q$	Vazão (m <sup>3</sup> /s)
$t$	Tempo (s)
$v$	Velocidade (m/s)

$v_h$	Velocidade horizontal (m/s)
$x$	Distância horizontal a partir da crista (m)
$x_c$	Distância horizontal a partir da crista de início do perfil de montante (m)
$x'$	Distância horizontal de Creager (m)
$x''$	Distância horizontal de Creager (m)
$y$	Distância vertical a partir da crista (m)
$y_c$	Distância vertical a partir da crista de início do perfil de montante (m)
$y'$	Distância vertical de Creager (m)
$y''$	Distância vertical de Creager (m)
$Y$	Lâmina d'água a jusante (m)
$\mu$	Viscosidade dinâmica (Pa·s)
$\rho$	Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
1.1 OBJETIVOS.....	16
1.1.1 Objetivos Específicos.....	16
<b>2 REVISÃO DA LITERATURA.....</b>	<b>17</b>
2.1 ESCOAMENTO AO REDOR DE CORPOS IMERSOS.....	17
2.2 DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS DE SUPERFÍCIE .....	20
2.3 RESULTADOS EM MODELOS COMPUTACIONAIS .....	26
<b>3 APRESENTAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL .....</b>	<b>30</b>
3.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA.....	30
3.2 MALHA DE SOLUÇÃO .....	30
3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO .....	32
3.4 MODELOS DE SOLUÇÃO.....	33
3.5 MODELOS DE TURBULÊNCIA.....	35
<b>4 ESTUDOS EM MODELO FÍSICO REDUZIDO .....</b>	<b>37</b>
4.1 OPERAÇÃO DE VERTEDOURO COM CARGA HIDRÁULICA MUITO ACIMA DA CARGA DE PROJETO .....	37
4.2 OPERAÇÃO DE VERTEDOURO COM ALTO GRAU DE SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE .....	43
<b>5 ESTUDOS EM MODELO COMPUTACIONAL .....</b>	<b>48</b>
5.1 OPERAÇÃO DE VERTEDOURO COM CARGA HIDRÁULICA MUITO ACIMA DA CARGA DE PROJETO .....	49
5.1.1 Calibragem .....	50
5.1.2 Ocorrência da Zona de Separação.....	54
5.1.3 Estudo de Modelos de Turbulência .....	59
5.1.4 Efeitos de Escala.....	65
5.1.5 Síntese dos Resultados .....	68

5.2 OPERAÇÃO DE VERTEDOURO COM ALTO GRAU DE SUBMERGÊNCIA.....	69
5.2.1 Calibragem .....	70
5.2.2 Comparativo das Alternativas .....	74
5.2.3 Ocorrência da Zona de Separação.....	77
5.2.4 Efeitos do Quadrante de Jusante do Perfil do Vertedouro.....	80
5.2.5 Síntese dos Resultados .....	83
<b>6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>85</b>
<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>88</b>
<b>APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS DE SUPERFÍCIE.....</b>	<b>90</b>
<b>APÊNDICE B – ESTUDO COMPUTACIONAL DA CAPACIDADE DE DESCARGA DE UM VERTEDOURO LIVRE COM CANAL DE APROXIMAÇÃO .....</b>	<b>114</b>
<b>APÊNDICE C – COMPARATIVO DE LINHA D'ÁGUA PARA O CASO COM ALTA CARGA HIDRÁULICA .....</b>	<b>120</b>
<b>APÊNDICE D – COMPARATIVO DE LINHA D'ÁGUA PARA O CASO COM ALTO GRAU DE SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE .....</b>	<b>121</b>
<b>ANEXO A – MEDIÇÕES DE PRESSÃO PARA ELEVADA CARGA HIDRÁULICA.....</b>	<b>122</b>
<b>ANEXO B – MEDIÇÕES DE NÍVEL DE ÁGUA PARA ELEVADA CARGA HIDRÁULICA.....</b>	<b>123</b>
<b>ANEXO C – MEDIÇÕES PARA A ALTERNATIVA 02 DO CASO COM ELEVADO GRAU DE SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE.....</b>	<b>124</b>

## 1 INTRODUÇÃO

Entre as principais condições de segurança de uma barragem, está a garantia da descarga de cheias por meio de uma estrutura vertente. Sob este aspecto, é de extrema importância assegurar o funcionamento adequado desta estrutura para a vazão máxima de projeto.

Amplamente utilizados para esta finalidade estão os vertedouros de superfície, que possuem um sistema de operação relativamente simples, principalmente quando não estão dotados de comportas, porém bastante eficiente, pois o aumento do nível de água atuante sobre a crista do vertedouro aumenta a uma potência de 1,5 a capacidade de descarga deste.

A determinação da capacidade de descarga, geralmente em termos da análise do coeficiente de descarga, foi bastante estudada por autores como *Corps of Engineers* (1955) e *USBR* (1960), mas ainda assim as singularidades de cada tipo de estrutura, relacionadas com as condições de aproximação e geometrias específicas, exigem a comprovação desta capacidade de descarga, principalmente se tratando de grandes aproveitamentos.

Para a definição do coeficiente de descarga, usualmente são utilizados modelos físicos reduzidos que buscam representar, de acordo com o critério de semelhança adotado, o comportamento hidráulico da estrutura. Na avaliação do aspecto do escoamento podem ser encontradas questões a serem aprimoradas, com o objetivo de aumentar a capacidade de descarga, por intermédio da remoção ou atenuação de efeitos que possam representar algum tipo de resistência adicional ao fluxo escoando através da estrutura vertente. Entre os efeitos indesejados está a ocorrência de zonas de separação junto do perfil do vertedouro, que provocam variações de pressões e zonas de recirculação que são prejudiciais à capacidade de descarga.

Com base em resultados de modelos físicos reduzidos, Rouse (1961) indicou a ocorrência da zona de separação em vertedouros de superfície quando a carga atuante atinge valores quase três vezes maiores que a carga que definiu o perfil do vertedouro. Nesta situação, a vazão passando pelo vertedouro exige um perfil com uma projeção horizontal mais afastada do paramento de montante do que o projetado, ocorrendo o afastamento do fluxo com relação ao perfil e criando uma zona de separação. Este fenômeno foi observado por CEHPAR (2001) durante



testes em um vertedouro de superfície livre que teve sua vazão de projeto revista após sua construção.

Outra maneira de ocorrer separação é na operação de vertedouros com alto grau de submergência, quando o nível de água de jusante é elevado de tal modo, ou quando o próprio canal de restituição está tão próximo da crista do vertedouro, a ponto de exercer influência na capacidade de descarga. Em tal situação, o vertedouro de superfície se assemelha a uma soleira, ocasionando uma pequena diferença de níveis de água entre montante e jusante do vertedouro. Bradley (1945, *apud* Dettmer, 2013) estudou amplamente os efeitos da submergência na capacidade de descarga de vertedouros de superfície, dando origem a um ábaco que prevê a redução do coeficiente de descarga em termos da elevação do nível de água de jusante e da posição do canal de restituição. Este ábaco tornou-se bastante conhecido com a publicação do *USBR* (1960).

A formação da zona de separação para um vertedouro de baixa queda foi documentada por CEHPAR (2011) no estudo da otimização de uma estrutura vertente por meio da implementação de uma contracurva, a fim de eliminar a formação da zona de separação.

Como alternativa aos modelos físicos reduzidos, pode-se utilizar modelos computacionais, cujo uso tem sido viabilizado pela crescente capacidade computacional de processamento e armazenamento de dados. Possuindo uma maior facilidade na elaboração e substituição da geometria vertente, os modelos computacionais surgem como uma ferramenta prévia de verificação das condições do escoamento.

Nesta dissertação, serão apresentadas as principais referências para a compreensão da formação da zona de separação e para a determinação empírica do coeficiente de descarga de vertedouros de superfície.

Os testes realizados por CEHPAR (2001 e 2011) com formação da zona de separação serão simulados em modelo computacional e os resultados obtidos serão comparados, buscando-se evidenciar os cuidados necessários para uma adequada solução matemática.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo desta dissertação é avaliar o desempenho computacional na reprodução de zonas de separação observadas durante os testes realizados no estudo de um vertedouro de superfície operando com alta carga hidráulica (CEHPAR, 2001) e com alto grau de submergência (CEHPAR, 2011), por meio da comparação dos resultados obtidos no modelo computacional com os obtidos nos modelos físicos.

### 1.1.1 Objetivos Específicos

Além da verificação da ocorrência da zona de separação nos dois casos citados, serão avaliadas também as seguintes questões:

- i. Resultados da influência de diferentes modelos de turbulência disponíveis no programa escolhido;
- ii. Efeitos de escala na formação da separação;
- iii. E a influência do quadrante de jusante para o caso com alto grau de submergência por jusante.

## 2 REVISÃO DA LITERATURA

### 2.1 ESCOAMENTO AO REDOR DE CORPOS IMERSOS

Um corpo imerso em um escoamento com velocidade constante provoca, naturalmente, uma redistribuição das linhas de corrente deste fluxo, para que este possa contornar o corpo. Na Figura 2.1 são apresentadas linhas de corrente para um fluido ideal ao redor de um corpo cilíndrico.

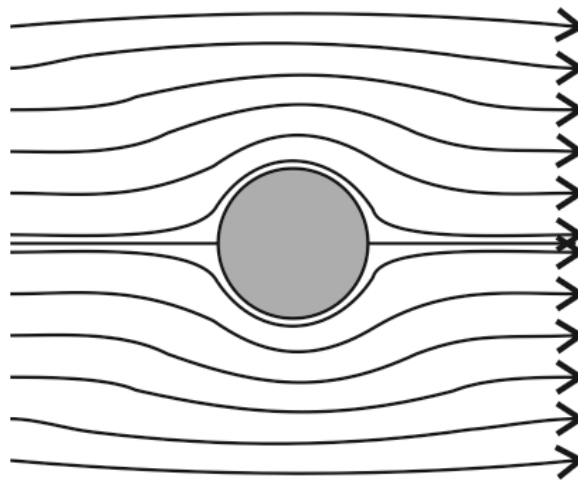


Figura 2.1 - Linhas de corrente de um fluido ideal ao redor de um corpo cilíndrico  
(Fonte: Chang, 1970)

Para fluidos reais, porém, a existência deste corpo acarreta uma força de resistência sentida pelo fluxo, que pode ser expressa da seguinte forma:

$$F = C_D A \frac{\rho V^2}{2} \quad (2.1)$$

proporcional, portanto, a um coeficiente de arraste  $C_D$ , à área  $A$  definida pelo corpo imerso projetada no plano normal ao sentido do escoamento ( $m^2$ ), à massa específica do fluido  $\rho$  ( $kg/m^3$ ) e à velocidade deste fluido  $V$  ( $m/s$ ).

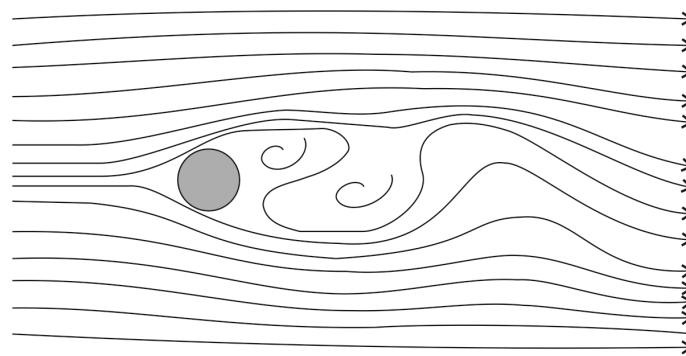
O coeficiente de arraste é característico da resistência, função do número de Reynolds do escoamento, da rugosidade deste corpo e da forma deste:

$$C_D = f\left(\frac{\rho V D}{\mu}, \frac{k}{D}, forma\right) \quad (2.2)$$

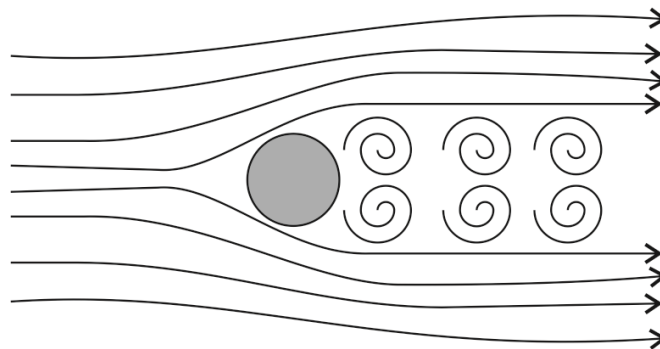
em que  $D$  é um comprimento característico ( $m$ ),  $\mu$  a viscosidade dinâmica do fluido ( $Pa \cdot s$ ) e  $k$  a rugosidade da superfície ( $m$ ).

De acordo com Henderson (1966) a força de resistência está atrelada a efeitos de tensão tangencial, criadas pela resistência de superfície do corpo com o desenvolvimento da camada limite e a variação de pressão ao redor do corpo.

De acordo com Chang (1970) as linhas de corrente para um escoamento de fluido ideal, como apresentado na Figura 2.1, são válidas apenas para escoamentos com número de Reynolds menor que 1. Em fluxo laminar com Reynolds próximo a 10, já ocorre uma zona de separação com dois redemoinhos fracos a jusante do corpo. Para Reynolds da ordem de 100 ocorre a formação de vórtices variáveis no tempo, como apresentado na Figura 2.2a. Com o aumento do número de Reynolds, ocorre uma zona de separação quase da espessura do corpo submerso, como mostra a Figura 2.2b. Ainda segundo com Chang (1970), além da característica do escoamento a jusante, o ponto de separação também varia com o número de Reynolds, movendo-se para jusante com o aumento deste.



(a) Reynolds igual a 174



(b) Reynolds igual a 80.000

Figura 2.2 - Formação de zonas de separação de acordo com o número de Reynolds  
(Fonte: Chang, 1970)

Segundo Rouse (1961), a zona de separação formada a jusante é tão mais ordenada e permanente, quanto menor for o número de Reynolds do escoamento.

Em termos da distribuição de pressões, ocorre um valor máximo a montante, no eixo do corpo, onde ocorre a estagnação. Esta pressão diminui gradualmente até tornar-se negativa antes do ponto de separação, de onde permanece praticamente constante.

Como explicitado na Equação ( 2.2 ), o coeficiente de arraste é função também do número de Reynolds, porém para valores suficientemente elevados deste, o coeficiente torna-se independente do número de Reynolds (Henderson, 1966), sendo função principalmente da forma do corpo submerso e da distribuição de pressões decorrente desta forma. Na Figura 2.3 é reproduzido o gráfico extraído de Rouse (1961) mostrando a variação do coeficiente de arraste em função do número de Reynolds para corpos cilíndricos.

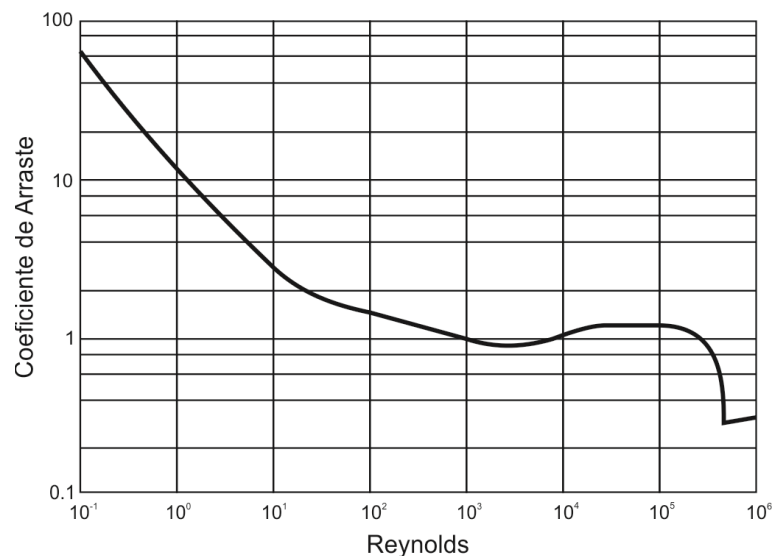


Figura 2.3 - Coeficiente de arraste para corpos cilíndricos  
(Fonte: Rouse, 1961)

Portanto, se a forma deste corpo imerso for projetada de maneira a diminuir a ocorrência de zonas de separação (superfície aerodinâmica), mesmo para elevados números de Reynolds o coeficiente de arraste pode passar a ser função principalmente das tensões tangenciais (resistência de superfície).

A distribuição de velocidades do fluxo ao redor de um corpo imerso é apresentada na Figura 2.4. O primeiro perfil está posicionado a montante do ponto de separação, onde existe o efeito da camada limite. O segundo perfil representa as velocidades no ponto de separação, que é evidenciado pelo início da linha de

velocidade zero. Abaixo desta linha aparecem correntes de retorno, evidenciadas pela inflexão no terceiro perfil de velocidades, definindo a região de separação.

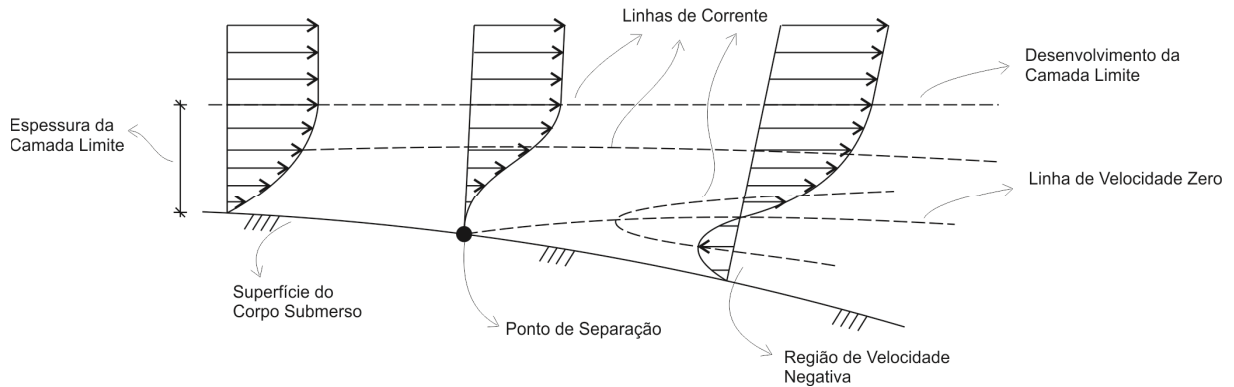


Figura 2.4 - Perfis de velocidade de fluxo ao redor de um corpo submerso  
(Adaptado de: Chang, 1970)

De acordo com Rouse (1961), a separação ao redor do corpo necessariamente implica em uma completa mudança do perfil de velocidades próximo ao contorno, como evidenciado na Figura 2.4.

## 2.2 DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS DE SUPERFÍCIE

A capacidade de descarga de vertedouros de superfície pode ser calculada pela equação clássica definida por Boussinesq (1907, *apud* Chow, 1959):

$$Q = CL_e H^{3/2} \quad (2.3)$$

sendo  $Q$  a vazão ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $C$  o coeficiente de descarga,  $L_e$  a largura efetiva da estrutura (m) e  $H$  a carga hidráulica (m). A largura efetiva é função do tipo do pilar utilizado e uma explicação mais detalhada é apresentada no Apêndice A. A grande questão do dimensionamento está na correta determinação do coeficiente de descarga.

A Figura 2.5 apresenta um perfil típico de um vertedouro de superfície, indicando o paramento de montante  $P$ , a lâmina d'água atuante  $h$ , a parcela da energia cinética  $h_e$  correspondente à velocidade de aproximação e a carga hidráulica total  $H$ .



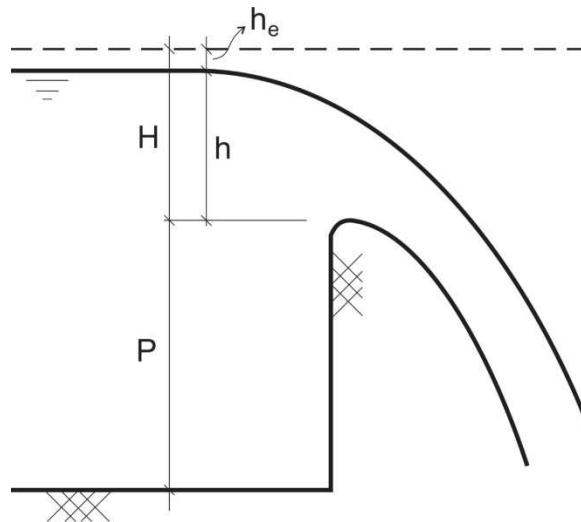


Figura 2.5 - Vertedouro de superfície de ogiva alta

O traçado do perfil da soleira vertente foi apresentado por autores como Bazin (1898, *apud* Rouse 1961) e Creager (1917) e, na maioria dos casos, este perfil tem o objetivo de chegar o mais próximo possível do perfil natural obtido para uma soleira delgada livre, de acordo com a respectiva carga hidráulica. De acordo com Henderson (1966), essa definição visa garantir que a pressão na crista do vertedouro seja próxima à pressão atmosférica: uma pressão positiva representaria uma maior dificuldade para o escoamento, conseqüentemente diminuindo o coeficiente de descarga da estrutura; analogamente, a ocorrência de pressão negativa aumenta a capacidade de descarga. Dentre os autores mais conhecidos está Creager (1917), fato esse que leva muitas vezes o perfil do vertedouro ser chamado de Perfil Creager.

Diferentes metodologias e equações foram apresentadas para a determinação do perfil proposto por Creager, como descrito no Apêndice A, geralmente separando o perfil em um trecho a montante da crista e outro a jusante. Essas metodologias são função de uma carga hidráulica de projeto, como na equação proposta pelo *USBR* (1960) para o trecho de jusante da crista:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left( \frac{x}{H_0} \right)^n \quad (2.4)$$

sendo  $y$  a distância vertical a partir da crista (m),  $H_0$  a carga hidráulica de projeto (m),  $K$  e  $n$  constantes dependentes das características da estrutura e  $x$  a distância horizontal a partir da crista (m).

Uma vez definida a geometria da estrutura, a maior dificuldade está em determinar o coeficiente de descarga. Vertedouros com soleira espessa apresentam

usualmente coeficientes de descarga entre 1,5 e 1,8 (Brater *et alii*, 1996), com coeficiente teórico igual a 1,705 (Henderson, 1966). Já a utilização de um Perfil Creager aumenta a capacidade da descarga, para um coeficiente entre 2,15 e 2,26 (Corps of Engineer, 1955).

Diversos autores apresentam o coeficiente de descarga e a correção deste considerando diferentes fatores como a altura, a declividade do paramento de montante, a velocidade de aproximação e o formato dos pilares traduzido em termos de largura efetiva. Os principais autores e seus resultados são apresentados no Apêndice A.

Dentre estes fatores, pode-se apontar como o mais determinante a altura do paramento de montante  $P$ , como apresentado por USBR (1960) no gráfico reproduzido na Figura 2.6. O coeficiente de descarga de projeto  $C_0$  é função da relação altura do paramento pela carga de projeto.

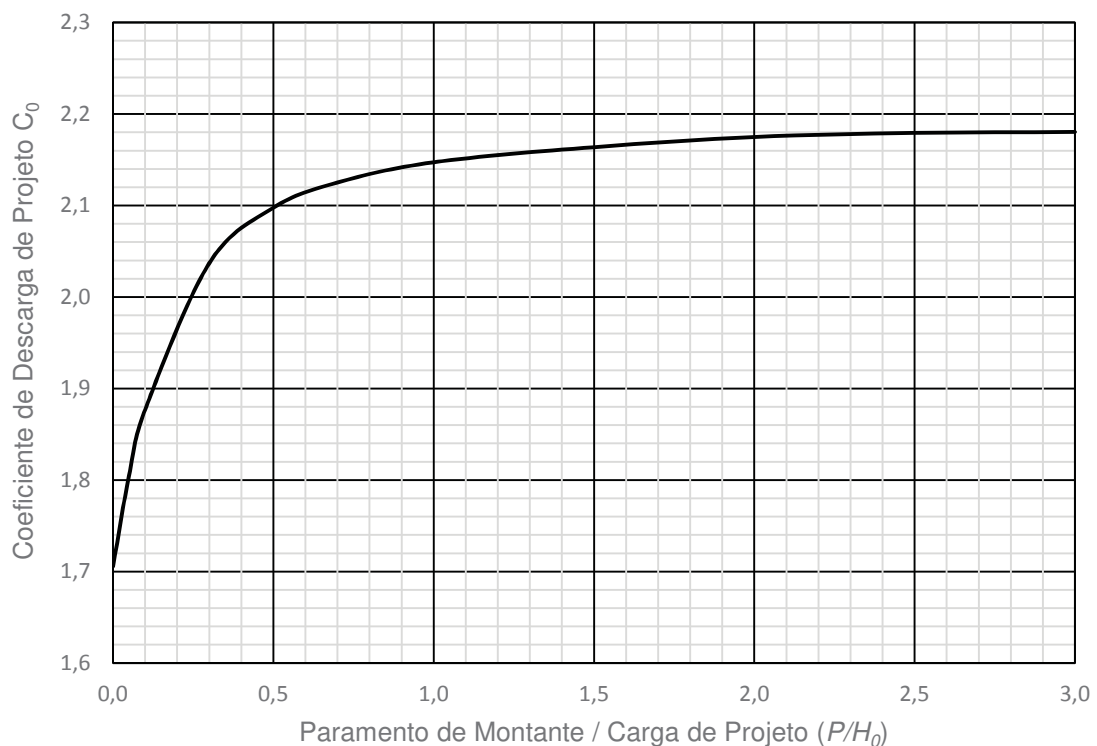


Figura 2.6 - Coeficiente de descarga em função da altura do paramento de montante (Adaptado de: USBR, 1960)

Ao longo da vida útil de uma estrutura, a carga hidráulica de operação raramente coincide com a carga hidráulica de projeto, portanto, o coeficiente de descarga ( $C$ ) raramente coincide com o coeficiente de descarga de projeto ( $C_0$ ).

A ocorrência de cargas hidráulicas menores que aquela de projeto faz existir pressões positivas ao longo do perfil do vertedouro, portanto diminuindo a capacidade de descarga. Já a ocorrência de cargas hidráulicas maiores faz surgir pressões negativas ao longo do perfil, aumentando a capacidade. Alguns autores apresentaram então o coeficiente de descarga como função da relação carga atuante pela carga de projeto, como na Figura 2.7 sugerida por Abecasis (1961).

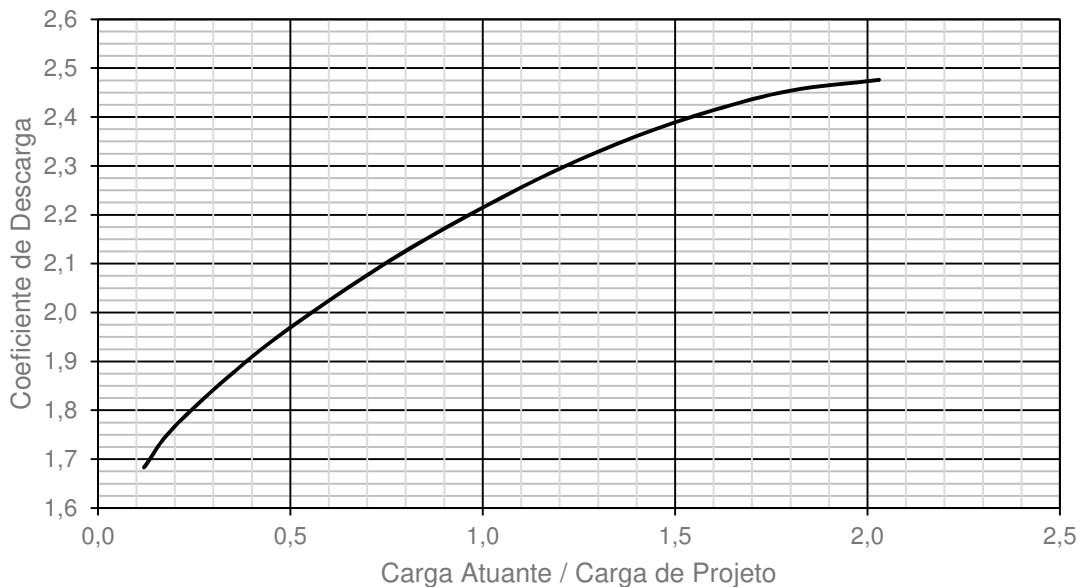


Figura 2.7 - Coeficiente de descarga por Abecasis  
(Adaptado de: Abecasis, 1961)

Nos estudos apresentados por Abecasis (1961), existe uma tendência de um coeficiente de descarga máximo próximo a 2,5.

Rouse (1961) sugere uma curva nos mesmos termos que Abecasis (1961), porém contempla razões maiores para a relação carga atuante por carga de projeto. Esta curva é reproduzida na Figura 2.8.

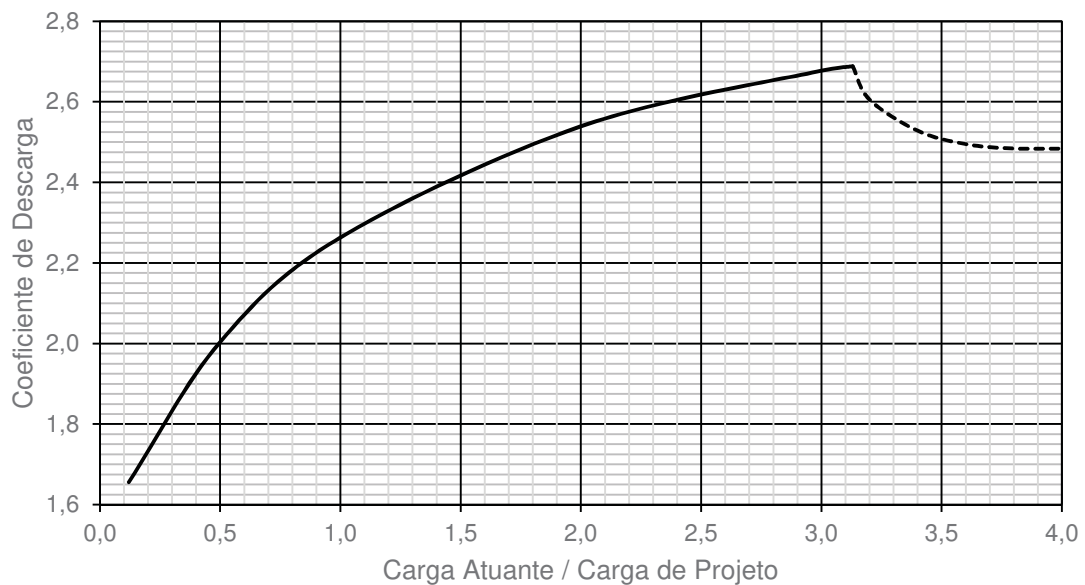


Figura 2.8 - Coeficiente de descarga por Rouse  
(Adaptado de: Rouse, 1961)

Para uma carga atuante próxima a três vezes maior que a carga de projeto, Rouse (1961) indica uma zona de separação, que ocorre quando a carga atuante resultaria em um perfil tão mais alargado que o fluxo não escoaria aderente ao perfil do vertedouro projetado, ocorrendo separação do fluxo com variação de pressões e consequente diminuição do coeficiente de descarga. Contudo o autor não deixa claro o critério utilizado para determinação desta zona de separação e o respectivo coeficiente de descarga para esta condição.

Outra maneira de existir zonas de separação em vertedouros de superfície é quando o nível de água a jusante do vertedouro, ou a elevação do canal de jusante, tornam ineficiente o perfil determinado por Creager (1917) para jatos livres. Nessa situação, o nível de água de jusante causa um efeito de submergência do vertedouro, fazendo com que uma zona de separação ocorra a jusante da crista, no encontro entre o perfil do vertedouro e o canal de jusante. Essa zona de separação tem uma forte influência na capacidade de descarga, reduzindo significativamente o coeficiente de descarga da estrutura. Evidentemente a Figura 2.6 e a Figura 2.7 deixam de ser válidas para casos de afogamento por jusante.

O USBR (1960) apresentou uma série de curvas que indicaram a redução do coeficiente de descarga em função de dois parâmetros: elevação do canal de jusante, representado por  $\frac{h_v + Y}{H}$ ; e do nível de água a jusante, ou grau de

submergência, representado por  $\frac{h_v}{H}$ . Esse ábaco foi posteriormente confirmado por Dettmer (2013) em um estudo realizado com base em 400 testes em modelo físico reduzido.

Os resultados obtidos por Dettmer (2013) são reproduzidos na Figura 2.9, em que pontos em uma escala de cor representativa da porcentagem de redução de capacidade de descarga são contrapostos com as curvas de redução, representadas pelas linhas pontilhadas, sugeridas pelo *USBR* (1960).

Em linhas gerais, a Figura 2.9 confirma que o perfil proposto por Creager (1917) é válido para escoamento sem submergência, pois a existência de zonas de separação indica que o perfil não representa de maneira adequada a lâmina inferior do jato para este caso. Para exemplificar, se tomado um valor médio de 2,2 de coeficiente de descarga para um perfil do tipo Creager e considerada uma redução de 20% representada nas linhas pontilhadas, o coeficiente de descarga assume um valor típico de soleiras espessas.

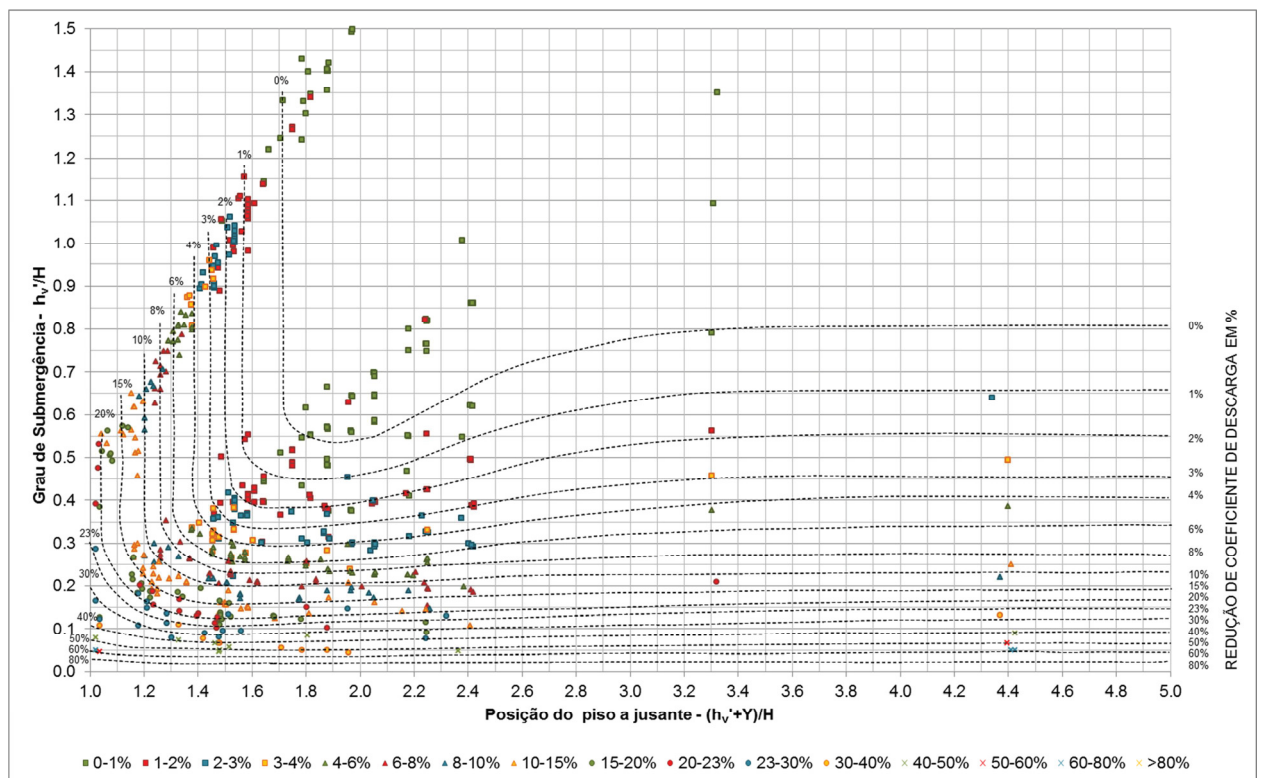


Figura 2.9 - Coeficientes de redução apresentados por Dettmer (2013)

A caracterização do escoamento para casos com submergência foi apresentada por Bradley (1945, *apud* Dettmer, 2013), que os distinguiu em quatro tipos, reproduzidos na Figura 2.10.

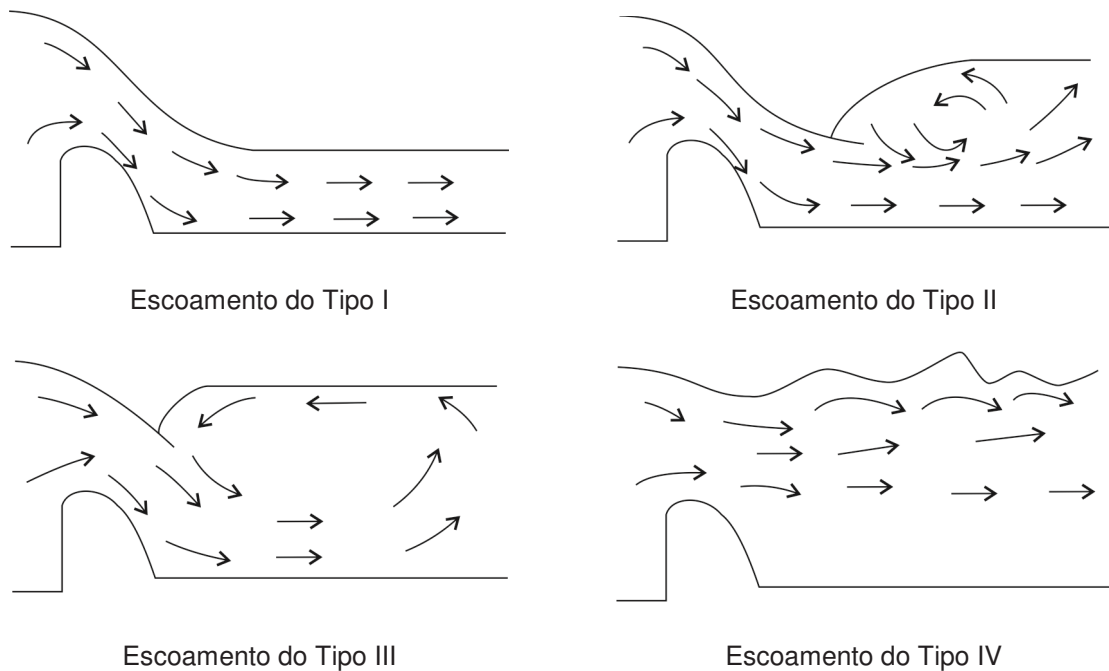


Figura 2.10 - Tipos de escoamento a jusante de vertedouros com baixa ogiva e elevado grau de submergência  
(Fonte: Bradley, 1945, *apud* Dettmer, 2013)

O Tipo I é quando o nível de água de jusante não é suficiente para formar ressalto hidráulico próximo ao vertedouro, ocorrendo escoamento supercrítico a jusante deste. A redução do coeficiente de descarga ocorre devido ao aumento de pressão provocado pelo piso. Com o aumento do nível de água de jusante, ocorre o Tipo II, com formação de ressalto hidráulico após o encontro entre o vertedouro e o canal de jusante.

O avanço do ressalto hidráulico contra o perfil vertente leva a ocorrência do Tipo III. Se o nível de água de jusante for suficientemente grande, o escoamento torna-se completamente afogado, demonstrado pelo escoamento do Tipo IV.

### 2.3 RESULTADOS EM MODELOS COMPUTACIONAIS

A validação do coeficiente de descarga de vertedouros de superfície obtidos em modelos computacionais tem sido objetivo de pesquisas. Esta validação é feita



comparando-se o resultado de um modelo computacional com o resultado de um modelo físico, usualmente em termos de vazão para uma determinada carga hidráulica ou diretamente pela comparação do coeficiente de descarga.

Em modelos computacionais, a qualidade dos resultados tende a variar significativamente com o tamanho da malha utilizada pelo programa. Espera-se que quanto menor o tamanho da malha, melhor a qualidade do resultado, porém é maior o esforço computacional necessário.

Fill (2011) estudou a influência do refinamento da malha em um vertedouro de baixa queda da UHE São Salvador, localizada no estado brasileiro de Tocantins. Esta usina caracteriza-se por ser uma usina de baixa queda e alta vazão específica. O modelo físico utilizado como comparativo foi construído na escala 1:60 segundo os critérios de semelhança de Froude.

A malha utilizada por Fill (2011) variou entre 2 e 0,75 m, com resultados quase sempre superestimando a capacidade de descarga. As diferenças de capacidade de descarga entre o modelo físico e o modelo matemático diminuíram gradativamente entre 10,78%, para a malha de 2 metros, até 0,37% para a malha com 0,75 metro. Os testes com uma malha de 1 metro subestimaram a capacidade de descarga, em 0,45%.

Outro autor que avaliou a influência do tamanho da malha na qualidade do resultado foi Usta (2014). A barragem investigada foi a de Laleli, com grande queda, localizada na Turquia e que ainda se encontra em construção. Apesar de Usta (2014) ter utilizado tamanhos de malha consideravelmente menores que as utilizadas por Fill (2011), as diferenças obtidas na modelagem numérica foram significativamente maiores que as diferenças obtidas por Fill (2011) mesmo para uma malha de 0,75 m. A malha computacional utilizada por Usta (2014) variou entre 5 e 1 cm sendo que o ganho de qualidade nos resultados não foi proporcional com o refinamento da malha, com resultados computacionais sempre superestimando a capacidade de descarga do vertedouro entre 9,6 e 6,0%, em comparação com os resultados do modelo físico. O modelo físico reduzido utilizado para o comparativo dos resultados foi construído em uma escala 1:25, também segundo os critérios de semelhança de Froude.

Apesar de não estudar uma variedade de tamanho de malha tão ampla, Chanel (2008) fez um estudo com cargas hidráulicas diferentes para três

vertedouros. Todas as obras estão localizadas no Canadá e não apresentam submergência por jusante.

O primeiro vertedouro simulado por Chanel (2008) foi o da barragem de Wuskwatim, cujo modelo físico foi construído em uma escala 1:36, porém o autor não informou o critério de semelhança e se a mesma escala foi utilizada nas simulações computacionais. Independente da carga hidráulica testada, uma malha mais refinada apresentou resultados melhores. Houve ainda uma tendência de melhores resultados no modelo computacional para maiores cargas hidráulicas. Em um modelo computacional de malha de 1 m, com carga variando entre 3,5 e 14,2 m, a diferença de resultados entre este modelo e o físico foi de 10,0 a 3,8%, respectivamente. Para uma malha de 0,5 m a diferença foi entre 9,2 e 3,0%.

No segundo caso estudado, Chanel (2008) analisou o comportamento da barragem de Limestone. As mesmas tendências observadas no primeiro estudo de caso foram percebidas, porém com ressalva para a melhora de resultados com o aumento de carga hidráulica para a malha de 0,5 m. Neste caso, os erros variaram para qualquer carga hidráulica entre 2,7 e 1,8%. O autor não apresentou a escala utilizada para construção do modelo físico reduzido.

A tendência do modelo computacional em superestimar as vazões não foi percebida para o terceiro caso de Chanel (2008). Para a barragem de Conawapa os resultados computacionais subestimaram os resultados em modelo físico reduzido. A mesma tendência de melhora de qualidade com o aumento da carga foi percebida, porém desta vez a malha de 0,5 m apresentou piores resultados do que a malha de 1 m para cargas menores. Para a malha de 1 m, a variação da estimativa de capacidade de descarga em comparação com os modelos reduzidos foi de subestimar entre 21,9 e 1,8%, enquanto para a malha de 0,5 m foi de subestimar entre 24,5 a 0,3%. Desta vez o autor também não apresentou a escala do modelo físico reduzido.

Outro caso de vertedouro sem submergência por jusante foi apresentado por Grube e Fill (2008) e comparado com resultados de modelo físico reduzido construído na escala 1:100 pelo critério de semelhança de Froude, porém os autores não indicaram o tamanho de malha utilizada no modelo matemático. Neste estudo, os resultados para a barragem de Picachos, no México, consideraram a operação conjunta de dois vertedouros de superfície livre com larguras e elevações diferentes. A tendência obtida foi de que os resultados do modelo computacional superestimam

cada vez menos a capacidade de descarga com o aumento da vazão simulada (diferença entre o modelo físico e o modelo computacional iniciando em 4%), passando a subestimar para a maior carga hidráulica (diferença de 2,4%), em comparação com os resultados do modelo físico.

Ainda para o vertedouro de São Salvador, Fill (2011) pesquisou o aumento da carga hidráulica para a malha de 0,75 m. Os resultados indicaram novamente uma melhora da estimativa do modelo computacional com o aumento da carga hidráulica.

No vertedouro da usina de Santo Antônio, de baixa queda e com submergência, Povh *et alii* (2013) confirmaram outra vez a tendência de melhores resultados com o aumento da carga hidráulica, mas desta vez o ganho de qualidade com a carga foi menor.

Vertedouros de baixa queda parecem ser mais bem representados pelo modelo computacional, como mostraram os resultados de Araujo (2014) para a usina de Belo Monte. Desta vez, o comportamento de superestimar as vazões para menores cargas e subestimar para maiores se inverte. A variação da estimativa de capacidade de descarga ficou entre 1,7 e 0%.

Apesar de os autores nem sempre terem indicado a escala e o critério de semelhança utilizados no modelo físico reduzido utilizado como referência e se essa mesma escala foi aplicada no modelo computacional, as referências apresentadas indicam uma tendência de melhor representação de vertedouros de baixa queda em comparação com vertedouros não afogados por jusante.

Pode-se inferir ainda que uma malha mais discreta não necessariamente leva a resultados melhores, pois, mesmo quando mantido o mesmo tamanho de malha, resultados para simulações com cargas hidráulicas maiores mostraram-se mais próximos do obtido em modelo físico reduzido do que simulações com cargas hidráulicas mais baixas. O mais importante talvez seja a quantidade de elementos que discretizam a região do escoamento, especialmente na crista do vertedouro, mas não obrigatoriamente o tamanho destes elementos.

### 3 APRESENTAÇÃO DO MODELO COMPUTACIONAL

O modelo computacional escolhido para os estudos é o *FLOW-3D*, desenvolvido pela *Flow Science*. Este é um programa que vem sendo bastante utilizado em Dinâmica dos Fluidos Computacionais (ou em inglês *computational fluid dynamics* – CFD) aplicada a estruturas hidráulicas, apesar de também poder ser utilizado em estudos de águas costeiras, dispersão de poluentes, microfluidos, eficiência energética e fundição de metais.

A solução de problemas com superfície livre é baseada no Método dos Volumes Finitos para solução das equações da continuidade e da quantidade de movimento nas três direções. O método utilizado é chamado de *TruVOF*, também desenvolvido pela *Flow Science*, que auxilia na determinação da superfície livre sem a necessidade de simular o fluxo de ar.

#### 3.1 DEFINIÇÃO DA GEOMETRIA

O programa dispõe de ferramentas para criar geometrias simples, como paralelepípedos, cilindros ou esferas. Formas geométricas mais complexas podem ser criadas em programas de desenho assistido por computador (ou CADs na sigla em inglês) e importadas no ambiente do programa.

O uso combinado do *FLOW-3D* com um programa de CAD facilita a definição geométrica de qualquer estrutura ou topografia em que se deseja avaliar o escoamento.

Características como rugosidade da superfície, módulo de elasticidade e coeficiente de transferência de calor podem ser definidas para cada estrutura separadamente.

#### 3.2 MALHA DE SOLUÇÃO

Uma malha de elementos em forma de paralelepípedos retos limita o trecho de simulação em um sistema de coordenadas cartesianas. A quantidade de elementos pode ser definida pelo usuário ou calculada pelo programa, quando o usuário determina o tamanho das células, que pode ser variável nos três eixos.

Até 150 blocos de malha com tamanhos de elementos diferentes podem ser utilizados, permitindo discretizar melhor determinados pontos do escoamento ou da geometria que limita este escoamento. Um bloco pode ser completamente cercado por outro (*nested block*), adjacente dividindo um limite (*linked block*) ou pode haver uma sobreposição parcial entre blocos.

A determinação de uma malha adequada é fundamental para a solução de um problema. Células menores resultam em um detalhamento maior, porém aumentam o esforço computacional, sendo necessário buscar um equilíbrio entre a qualidade de resultados e o tempo de processamento.

A representação dos elementos geométricos inseridos é afetada pela resolução da malha. Elementos menores que o tamanho de uma célula não serão reconhecidos.

O método chamado FAVOR (*Fractional Area/Volume Obstacle Representation*) computa a fração das células que estão abertas, por onde pode haver fluxo, ou que estão fechadas pela geometria. Na Figura 3.1 é apresentado um exemplo de como os elementos geométricos são reconhecidos pelo programa. À esquerda estão os elementos e a malha como definidos pelo usuário, e à direita como reconhecido pelo programa, em que os pontos das faces da malha por onde o objeto cruza esta malha são ligados. Desta maneira, o programa reconhece qual fração daquela célula cruzada por um objeto representará o objeto ou poderá conter o fluido.

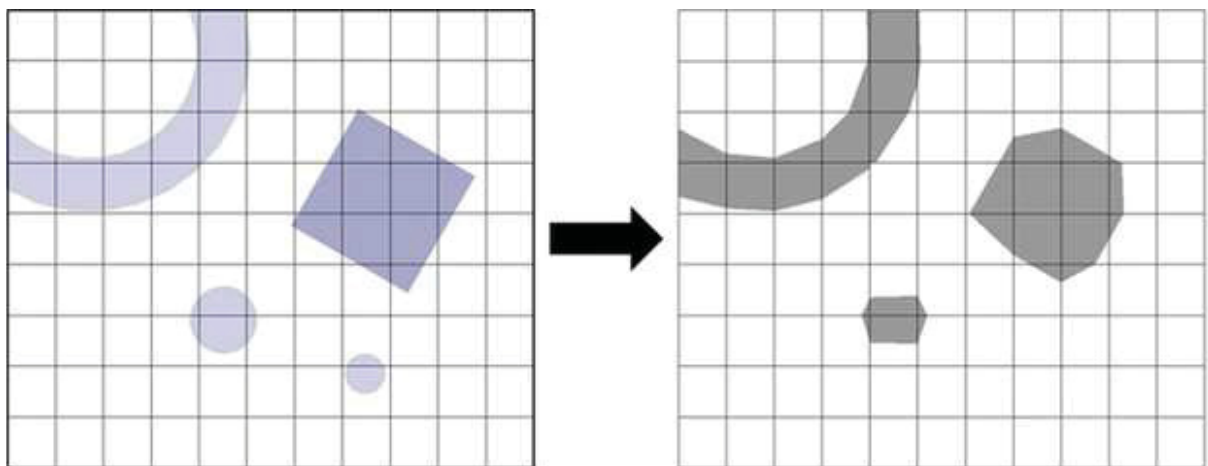


Figura 3.1 - Definição dos elementos geométricos  
(Fonte: *Flow Science*, 2016)

### 3.3 CONDIÇÕES DE CONTORNO

Em cada bloco da malha é preciso definir uma condição de contorno em cada um das faces externas deste respectivo bloco. Estas condições de contorno, juntamente com uma condição inicial que pode ser definida pelo usuário, é que darão início à solução do modelo matemático. Em problemas com múltiplos blocos, uma condição de contorno definida na fronteira de um bloco sempre se sobressairá com relação às células do bloco ao qual está inserido ou sobreposto.

De maior uso nos estudos de hidráulica aplicada, estão as seguintes seis condições de contorno:

- **Efluxo** – Um plano definido como uma condição de efluxo permite a saída do fluxo sem interferência nas condições de escoamento a montante deste plano. Esta é uma condição bastante usada quando se sabe que não haverá controle de fluxo a jusante da simulação, permitindo diminuir o domínio de simulação para condições de escoamento supercrítico;
- **Parede** – Define um limite da simulação em que não existem vetores de velocidades normais ao contorno, mas ainda assim pode acarretar em tensões tangenciais a este contorno;
- **Pressão especificada** – Esta condição de contorno pode representar uma situação de confinamento do fluxo, em que a pressão pode ser aplicada por um aparato mecânico ou até mesmo pela existência de um reservatório fora do domínio da simulação. Duas condições de pressão podem ser definidas: estática, em que a pressão é basicamente constante ao longo de todo o contorno, ou de estagnação, que assume que exista uma pressão de estagnação fora da região simulada. A condição de pressão definida pode ser ainda restrita a uma elevação;
- **Simetria** – O domínio de uma simulação pode ser simplificado quando se admite que exista um eixo de simetria na fronteira de um bloco, diminuindo assim o tamanho do domínio de simulação. Quando não aplicada em um bloco interno, esta condição admite que não haja troca de fluxo entre o domínio e o ambiente externo da malha, ajustando uma velocidade normal à face igual a zero. Em simulações

com múltiplos blocos, as faces externas dos blocos internos devem ser ajustadas para esta condição que permitirá a troca de fluxo entre os blocos;

- **Taxa de fluxo de volume** – É utilizada para definir uma vazão de entrada, que pode ser aplicada a toda a face ou limitada a uma elevação, sendo possível ainda indicar uma direção e sentido;
- **Velocidade especificada** – Um vetor de velocidade pode ser especificado como contorno, sendo aplicada a toda a face ou limitado a uma elevação.

Além destas condições de contorno apresentadas, outras quatro condições menos utilizadas no campo de estudos desta dissertação estão disponíveis: continuidade, periodicidade, onda e sobreposição de grade.

### 3.4 MODELOS DE SOLUÇÃO

Para a solução matemática do problema, vinte e sete modelos físicos podem ser ativados de maneira combinada, complementando as equações básicas a serem resolvidas pelo programa. A escolha correta dos modelos influencia na qualidade do resultado, porém quanto maior for a quantidade de modelos ativados, maior será o esforço computacional para a solução do problema.

Dentre os modelos disponíveis, podem-se evidenciar os subsequentes oito modelos de maior interesse na disciplina da hidráulica:

- **Águas rasas** – É utilizado quando a profundidade do fluxo é muito menor que a extensão do fluxo nas outras direções, como em estudos de planícies de inundação. Nesta situação, a aceleração vertical do fluido pode ser negligenciável, portanto as equações de movimento podem ser reduzidas a duas dimensões, sendo todas as variáveis substituídas pelo seu respectivo valor promedio na profundidade;
- **Arraste de ar** – Quando se espera uma grande interação entre o ar arrastado da superfície para dentro de um escoamento turbulento, como observado em ressaltos hidráulicos, este modelo é utilizado. Este modelo estima a quantidade de ar arrastado para dentro do fluxo levando em consideração a gravidade, a tensão superficial e a



turbulência. Quando maior for a quantidade de ar que se espera ser arrastada, diferentes opções devem ser ativadas;

- **Arraste de sedimento** – Este modelo simula o arraste de sedimento e a erosão em superfícies, que ocorrem, por exemplo, em escoamentos ao redor de pilares e em bacias de dissipação. O modelo assume que o sedimento é não coesivo e, com base nas propriedades da partícula, calcula o arraste em suspensão, o depósito no fundo, o levantamento do material de fundo e o arraste deste material;
- **Cavitação** – É utilizado para indicar os pontos onde pode ocorrer cavitação e representa o fenômeno de formação das bolhas de vapor. Nas células em que a pressão fica abaixo de um valor crítico informado pelo usuário, a fração de fluido é alterada para que 1% da célula represente um vazio;
- **Deriva de fluxo (*drift-flux*)** – Este modelo aproxima os efeitos de um fluido disperso dentro de um fluido contínuo, como bolhas de ar dentro da água. Nessas situações, devido à diferença de densidade, os diferentes fluidos (disperso/contínuo) podem assumir diferentes velocidades. O objetivo deste modelo é utilizar uma velocidade média ponderada pela fração de cada componente;
- **Gravidade** – O sentido da aceleração gravitacional é informado por vetor em um sistema de coordenadas cartesianas;
- **Tensão superficial** – Adiciona a consideração de tensão superficial na interface fluido/fluido ou fluido/sólido;
- **Viscosidade e turbulência** – O fenômeno da turbulência ocorre em escoamentos com alto número de Reynolds, o que inclui grande parte dos problemas de hidráulica. O programa possui seis modelos de turbulência que serão apresentados no item a seguir.

Vários dos fenômenos representados pelos modelos físicos do programa podem ocorrer em um mesmo problema, porém, alguns destes fenômenos podem ser negligenciados sem prejuízos à qualidade do resultado. De uma maneira geral, a utilização apenas dos modelos de **gravidade** e **viscosidade e turbulência** são suficientes para representar a grande parte dos problemas de hidráulica, mesmo



sabendo que existem efeitos de tensão superficial na parede de uma estrutura, por exemplo, ou que ocorrerá alguma perturbação na superfície livre com eventual arraste de ar para dentro do fluxo.

### 3.5 MODELOS DE TURBULÊNCIA

Quando a força viscosa em um escoamento prevalece sobre as forças de inércia, diz-se que o regime é laminar. Do contrário, o fluxo é turbulento. O efeito da viscosidade com relação à inércia é representado pelo número de Reynolds. Quanto maior for esse número, mais turbulento será o fluxo.

O regime turbulento é caracterizado por movimentos irregulares e intensos de suas partículas, em direção muitas vezes normal ao sentido predominante do fluxo, podendo causar a formação de redemoinhos. Esses movimentos são variáveis, fazendo com que os componentes de velocidade e pressão apresentem grande variabilidade no espaço e no tempo.

Na grande maioria dos problemas práticos de hidráulica, as forças viscosas são menos significantes do que as forças de inércia, portanto o regime turbulento ocorre com mais frequência do que o laminar, especialmente em escoamentos com superfície livre.

Na Mecânica dos Fluidos Computacional, os modelos de turbulência tentam representar, ao menos de uma maneira média, o caráter caótico do regime turbulento e adicionar equações de solução dessas variáveis às equações de quantidade de movimento e da continuidade.

Os modelos de turbulência disponíveis no programa *FLOW-3D* podem ser divididos em dois grupos principais: Equações Médias de Reynolds (**RANS** – *Reynolds Averaged Navier-Stokes*) e simulação de Grandes Escalas (**LES** – *Large Eddy Simulation*). No primeiro grupo utilizam-se métodos estatísticos para representar em valores médios as flutuações do escoamento turbulento, enquanto no segundo grupo apenas os redemoinhos de grande escala são resolvidos, sendo os movimentos de pequena escala substituídos por um modelo de escala de submalha.

Dentro do grupo **RANS**, existem cinco modelos que podem ser subdivididos pela quantidade de equações de transporte resolvidas. O modelo mais simples é o Modelo de **Comprimento de Mistura de Prandtl** (*Prandtl Mixing Length Model*).

Este é um modelo algébrico (*zero-equation*) que admite que a viscosidade do fluido é aumentada por processos turbulentos de mistura em regiões de alta tensão, assumindo que a produção de turbulência e a sua dissipação estão em equilíbrio em qualquer ponto do escoamento.

Como opção de um modelo um pouco mais completo, existe o Modelo de Turbulência de **Uma-Equação** (*One-equation Turbulence Model*) que adiciona uma equação de transporte à solução numérica. Neste caso, é calculada a energia cinética turbulenta  $k$ .

Evoluindo na complexidade dos modelos, estão os modelos com duas equações de transporte. O primeiro modelo consiste no cálculo da energia cinética turbulenta  $k$  e a sua dissipação  $\varepsilon$ , o que leva a sua denominação  **$k - \varepsilon$** .

Outro modelo de duas equações, chamado de Grupo Renormalizado (**RNG** – *Renormalization-Group*), aplica métodos estatísticos para o cálculo de derivação das médias das equações de energia cinética turbulenta  $k$  e a sua dissipação  $\varepsilon$ .

O último modelo do grupo **RANS**, e também de duas equações, é o  **$k - \omega$** , em que a variável  $\omega$  representa a dissipação específica da energia cinética turbulenta.

O modelo **LES** resolve diretamente os efeitos de turbulência de larga escala, isto é, maiores que a malha de solução, e apenas aproxima os efeitos de menor escala, ou menor que a malha de solução, sendo estes últimos representados por uma viscosidade turbulenta.

## 4 ESTUDOS EM MODELO FÍSICO REDUZIDO

Como bases comparativas para as simulações computacionais, serão utilizados resultados de dois modelos físicos reduzidos seccionais, cujos testes foram conduzidos no CEHPAR (Centro de Hidráulica e Hidrologia Professor Parigot de Souza). Estes modelos seccionais concentraram-se na reprodução parcial do vertedouro, isto é, a largura da crista, ou o número de vãos, foi reduzida e implantada em um canal, de maneira a evidenciar as características do escoamento pelo vertedouro;

O primeiro estudo contemplou a operação de um vertedouro de superfície livre para diversas cargas sobre a crista, atingindo a zona de separação indicada por Rouse (1961) e Henderson (1966), para cargas atuantes próximas a três vezes o valor da carga de projeto (CEHPAR, 2001). O segundo modelo é de um vertedouro com baixa queda e alto grau de submergência, cujo objetivo dos estudos foi adequar o perfil do vertedouro de maneira a otimizar a capacidade de descarga da estrutura (CEHPAR 2011). Em ambos os estudos de caso foram medidos níveis de água, com o auxílio de réguas linimétricas, e cotas piezométricas, medidas em um tubo transparente, graduado e conectado em pontos de interesse ao longo dos perfis vertentes.

Nos itens a seguir, os arranjos estudados e os resultados obtidos nos modelos físicos reduzidos serão detalhados para cada caso.

### 4.1 OPERAÇÃO DE VERTEDOIRO COM CARGA HIDRÁULICA MUITO ACIMA DA CARGA DE PROJETO

A revisão dos estudos hidrológicos no local de uma barragem acarretou na necessidade da verificação de operação do vertedouro para cargas hidráulicas acima da carga definida em projeto. O vertedouro é do tipo livre de superfície (Figura 4.1), com crista na elevação 12,45 m e 25 cm de largura. Um canal de aproximação na elevação 12,40 m conduz o fluxo até a crista, resultando em um paramento de montante vertical com 5 cm de altura. A crista da barragem foi definida após os testes em modelo físico reduzido na elevação 12,65 m, que corresponde a uma lâmina d'água máxima de 20 cm.

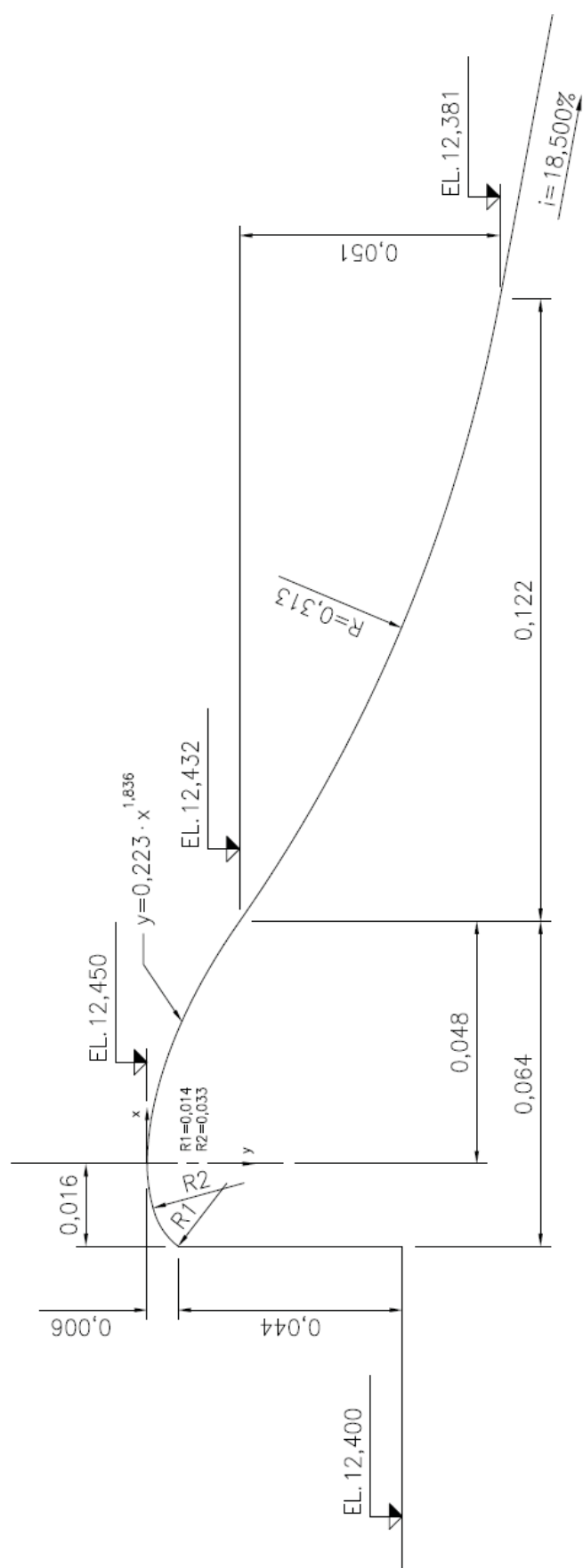


Figura 4.1 - Geometria do vertedouro para o caso com alta carga hidráulica, medidas em metro  
(Adaptado de: CEHPAR, 2001)

A avaliação do perfil permite concluir que ele foi projetado conforme recomendações do *USBR* para uma carga hidráulica de 6,75 cm. O modelo físico foi construído na escala geométrica 1:40 de acordo com o critério de semelhança de Froude. Pouco mais de 25 cm do canal de aproximação foram representados, com um reservatório a montante.

Os testes foram conduzidos para oito vazões, entre 0,002 e 0,045 m<sup>3</sup>/s, e os níveis de montante foram medidos em um reservatório onde a velocidade do escoamento era praticamente nula. Como não houve a reprodução de pilares ou ombreiras, a largura efetiva do vertedouro corresponde à largura bruta de 25 cm. As vazões simuladas e respectivos resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados de modelo físico reduzido para o caso com alta carga hidráulica  
(Adaptado de: CEHPAR, 2001)

Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Nível do Reservatório (m)	Carga Atuante (m)	Carga Atuante / Carga de Projeto	Paramento de Montante / Carga de Projeto	Coefficiente de Descarga
0,002	12,476	0,026	0,39	1,92	1,89
0,004	12,493	0,042	0,64	1,16	1,98
0,006	12,501	0,050	0,76	0,98	2,06
0,007	12,509	0,058	0,87	0,85	2,10
0,009	12,516	0,065	0,98	0,76	2,10
0,016	12,545 / 12,546	0,094	1,41	0,52	2,15
0,024	12,575 / 12,576	0,123	1,86	0,40	2,14
0,045	12,646 / 12,650	0,193	2,93	0,25	2,07

Os coeficientes de descarga resultantes variam entre 1,9 e 2,15, se afastando de qualquer curva teórica. Ainda assim, pode-se perceber que, após atingir um ponto máximo de 2,15, os coeficientes apresentam a tendência de diminuição com o aumento da vazão. A Figura 4.2 compara os resultados obtidos no modelo físico reduzido com a curva proposta por Rouse (1961). O afastamento percebido entre os coeficientes obtidos e a curva proposta pode indicar que esta seja válida para vertedouros com um paramento de montante mais elevado, portanto menor velocidade de aproximação.

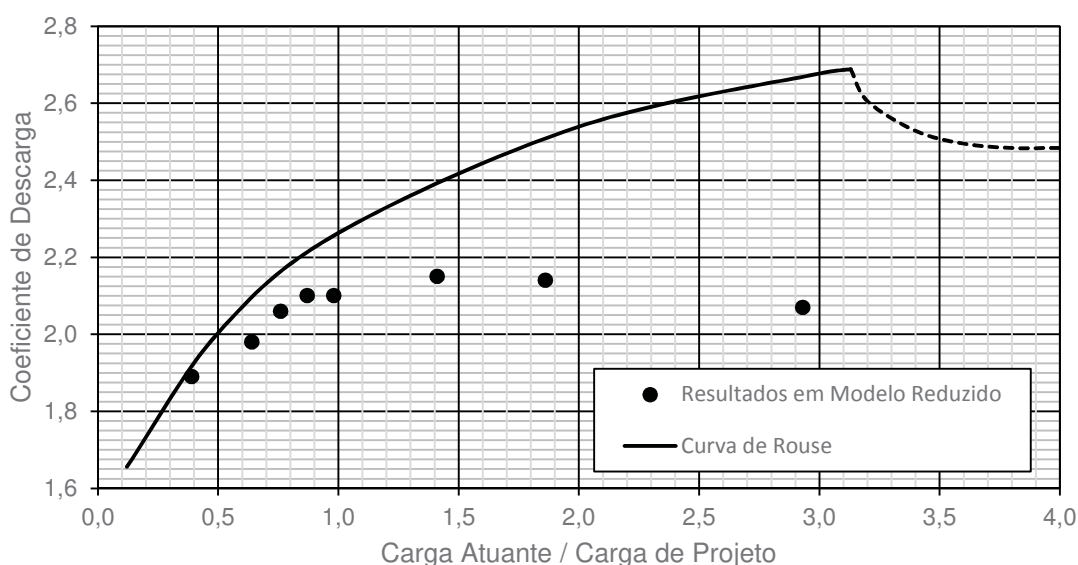
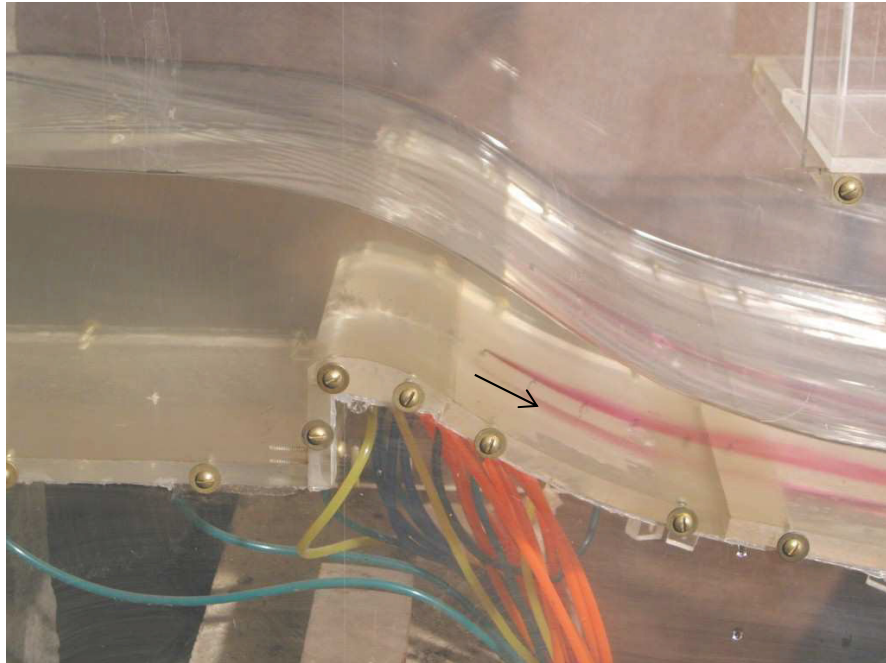


Figura 4.2 - Comparativo dos resultados do modelo físico reduzido com a curva de Rouse

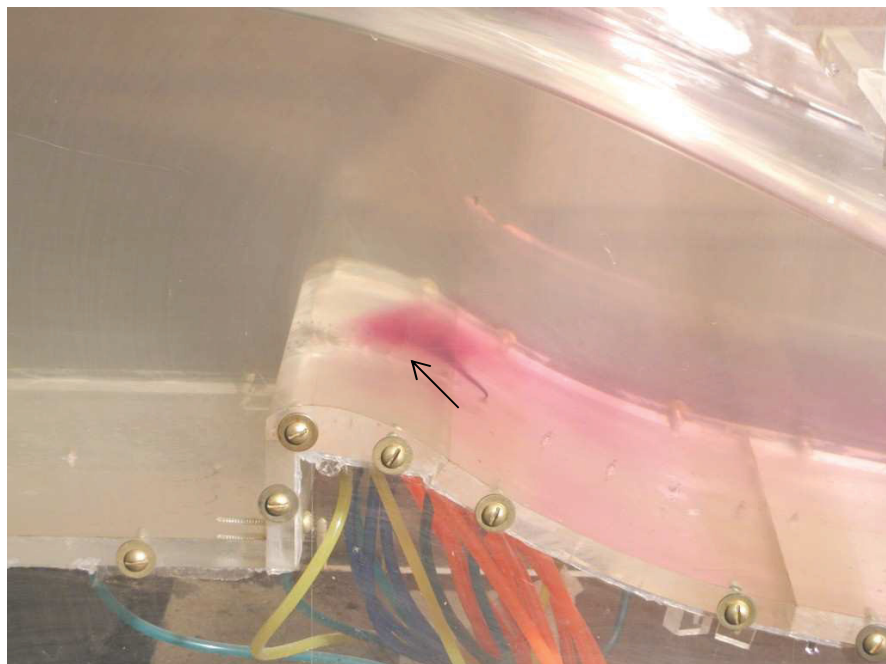
Durante os ensaios, o aspecto do escoamento ao longo da crista foi analisado. Para a maior vazão, a zona de separação foi identificada ao se injetar corante junto ao perfil do vertedouro, sendo indicada uma região de recirculação em que a direção do fluxo era de jusante para montante. A Figura 4.3 apresenta o escoamento para duas vazões: (a) vazão de  $0,016 \text{ m}^3/\text{s}$  sem zona de separação; (b) vazão de  $0,045 \text{ m}^3/\text{s}$  com zona de separação, conforme sentido de fluxo mostrado pelo corante e ressaltado pela seta indicativa.

Apesar dos coeficientes de descarga não seguirem a linha de tendência apresentada por Rouse (1961), existe ainda assim a zona de separação apresentada pelos autores para uma carga hidráulica quase três vezes maior que a carga de projeto.

Para caracterização do escoamento com  $0,045 \text{ m}^3/\text{s}$  durante os testes foram tomados 31 pontos de medição de pressão (apresentados no Anexo A) e levantados 24 pontos de medição de nível de água (apresentados no Anexo B) ao longo do eixo longitudinal do vertedouro. Estes resultados são reproduzidos na Figura 4.4. Ao longo do canal de aproximação nota-se o rebaixamento gradual da linha d'água, até atingir o paramento de montante do vertedouro. Após a crista, a superfície livre sofre um rebaixamento mais brusco até atingir o ponto da calha em que a declividade é constante, onde a profundidade do escoamento volta a diminuir gradativamente, indicando que a declividade da calha é maior que a declividade crítica do escoamento.



(a) Escoamento sem separação para a vazão de  $0,016 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $H/H_0 = 1,41$ )



(b) Escoamento com separação para a vazão de  $0,045 \text{ m}^3/\text{s}$  ( $H/H_0 = 2,93$ )

Figura 4.3 - Aspecto do escoamento mostrando retorno na região de separação  
(Fonte: Povh *et alii*, 2003)

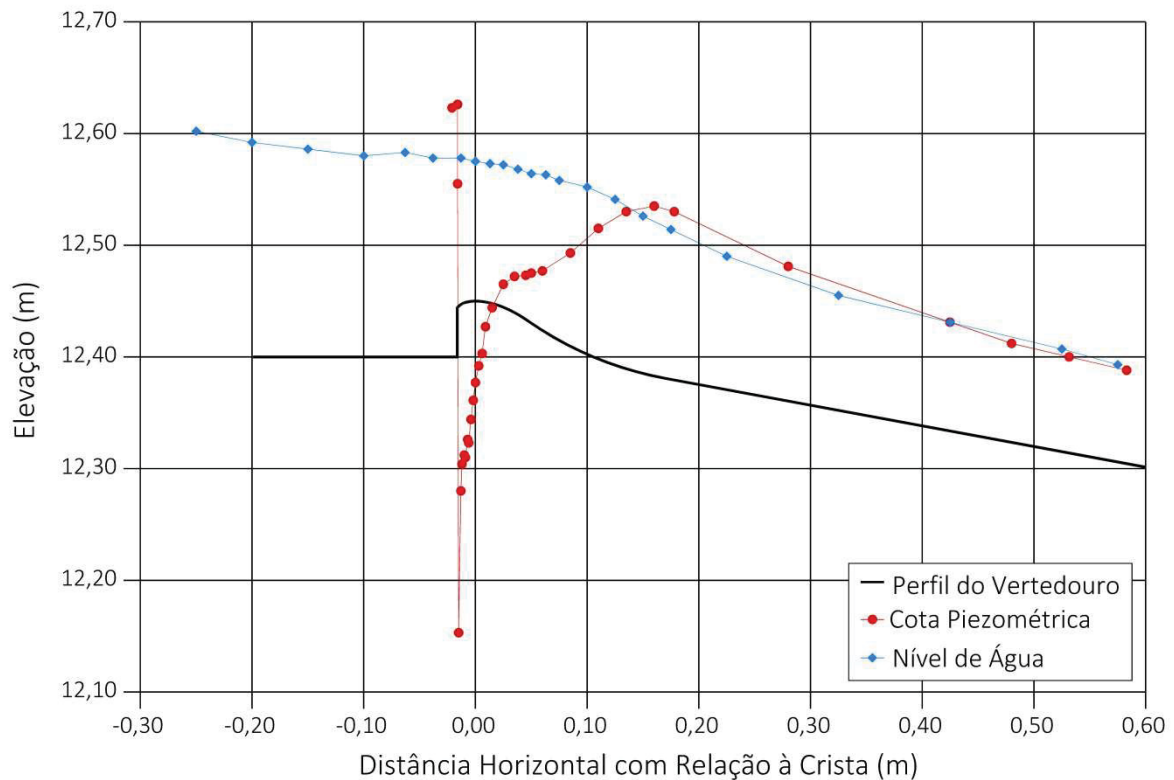


Figura 4.4 - Perfis obtidos no modelo físico reduzido para elevada carga hidráulica  
(Fonte: CEHPAR, 2001)

Quanto às pressões, percebe-se que no paramento de montante são maiores que o nível de água, indicando pressão de estagnação. No primeiro ponto de tomada após o paramento de montante ocorre uma pressão negativa cujo valor obtido em modelo reduzido é de 0,293 mca, decorrente de uma zona de separação que se forma nessa região por causa do paramento. Esta região de pressão negativa mantém-se, com diminuição gradativa, até pouco depois da crista do vertedouro.

A ocorrência de pressão negativa na crista é decorrente da descarga correspondente a uma carga hidráulica maior que a carga de projeto. A variação gradual das pressões é interrompida por volta de 6,25 cm após a crista, justamente na região em que foi identificada a zona de separação mostrada na Figura 4.3 b. Após esta zona de separação as cotas piezométricas sobem até quase coincidir com o nível de água.



## 4.2 OPERAÇÃO DE VERTEDOURO COM ALTO GRAU DE SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE

Em um vertedouro com alto grau de submergência, buscou-se aumentar a capacidade de descarga do vertedouro alterando o seu perfil, sem permitir que uma zona de separação ocorresse a jusante da crista. Os testes foram conduzidos em um modelo seccional, na escala 1:70 segundo o critério de semelhança de Froude. Um vão completo de 28,57 cm e dois meio vãos foram reproduzidos, resultando em uma largura total de 70 cm, com crista na elevação 1,1143 m.

A alternativa inicial de perfil vertente foi projetada conforme os critérios clássicos detalhados no Apêndice A, cujas características geométricas são apresentadas na Figura 4.5. Além deste perfil clássico, uma alternativa com uma contracurva de raio igual a 42,86 cm foi testada buscando aumentar a capacidade de descarga, conforme apresentado na Figura 4.6.

Para estas duas alternativas de perfil, uma vazão de 0,1763 m³/s foi simulada, correspondente à operação de 2 vãos com 28,57 centímetros cada. A Tabela 4.2 apresenta as simulações e os respectivos resultados. Como o nível de água de montante foi medido no canal, onde as velocidades do escoamento não podem ser negligenciadas, a energia total de montante foi obtida lendo-se o nível de água e somando-se a altura da velocidade do fluxo ( $v^2/2g$ ) no canal de aproximação, resultando na quinta coluna apresentada na Tabela 4.2. O nível de jusante foi imposto por uma comporta e monitorado 4,29 m a jusante da crista do vertedouro.

Os coeficientes de descarga obtidos são típicos para estruturas afogadas, variando entre 1,5 e 1,7. A segunda alternativa, que utiliza uma contracurva após um breve desenvolvimento do perfil de jusante, apresentou um aumento na capacidade de descarga de aproximadamente 3%, de grande importância dado o tamanho da obra.

Tabela 4.2 - Resultados do modelo físico reduzido para o caso com alto grau de submergência  
(Fonte: CEHPAR, 2011)

Alternativa	Vazão Total (m³/s)	Nível de Jusante (m)	Velocidade de Aproximação (m/s)	Nível do Reservatório (m)	Coefficiente de Descarga
01	0,176	1,382	0,590	1,416	1,63
02	0,176	1,381	0,596	1,412	1,66

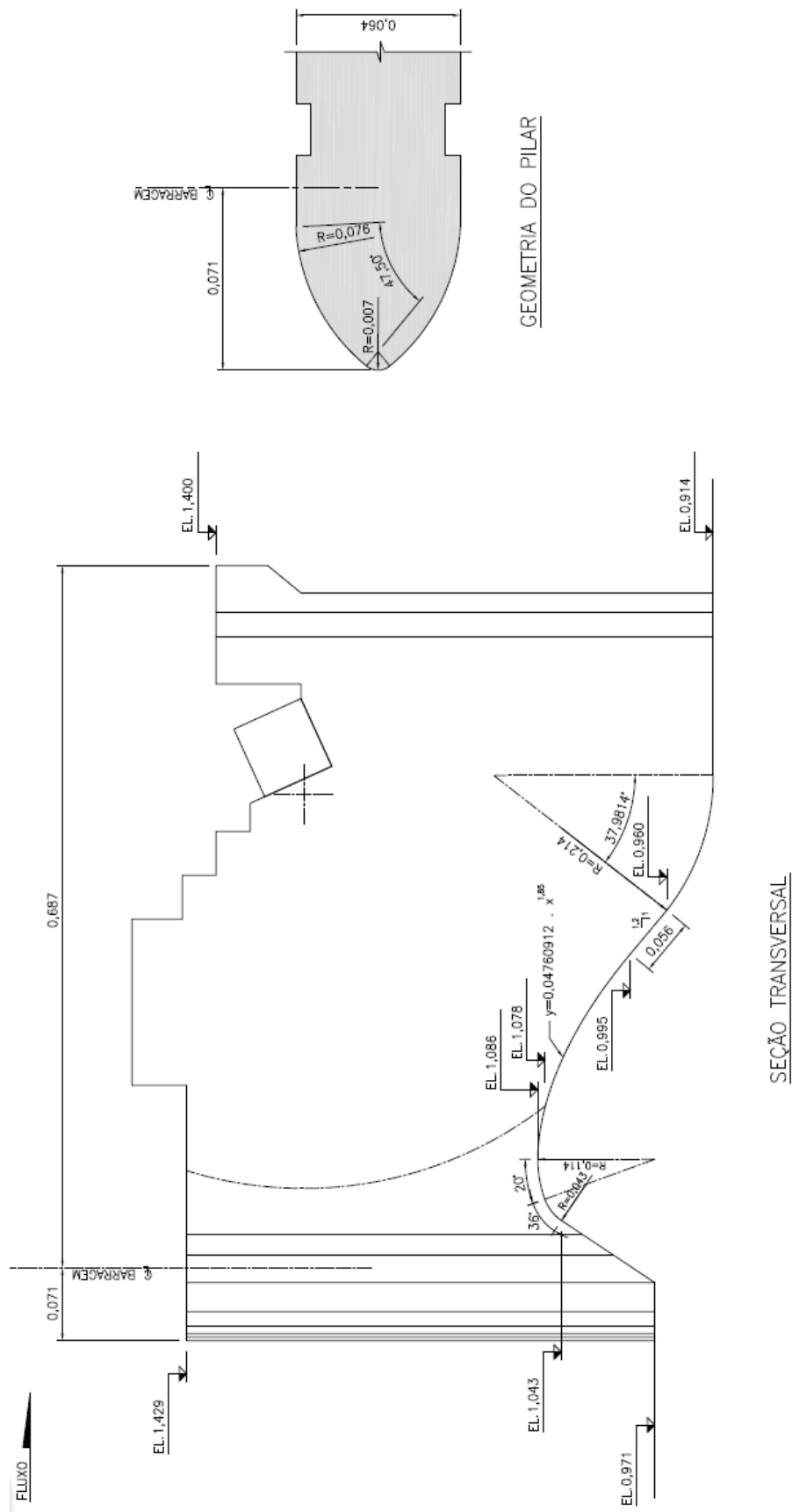


Figura 4.5 - Geometria do vertedouro para o caso com alto grau de submergência, medidas em metro – Alternativa 01  
(Adaptado de: CEHPAR, 2011)

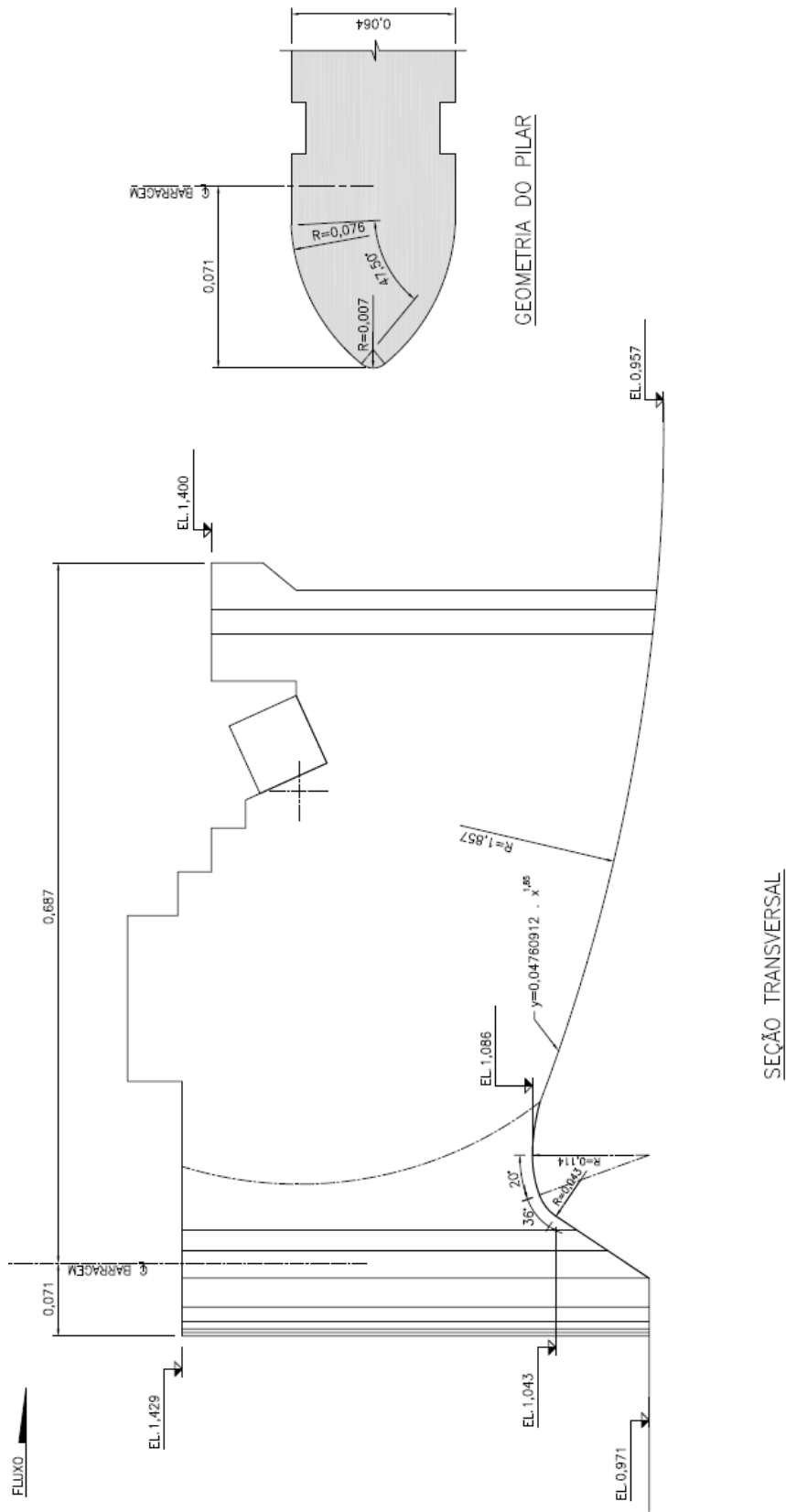


Figura 4.6 - Geometria do vertedouro para o caso com alto grau de submergência, medidas em metro – Alternativa 02  
(Adaptado de: CEHPAR, 2011)

A melhora na capacidade de descarga para a segunda alternativa é explicada pela ausência de zonas de separação. Na Figura 4.7 é possível notar pelo corante no fluxo uma forte zona de separação após a crista do vertedouro para a alternativa de perfil inicial, que é eliminada com a utilização da contracurva do perfil final, como mostrado na Figura 4.8.

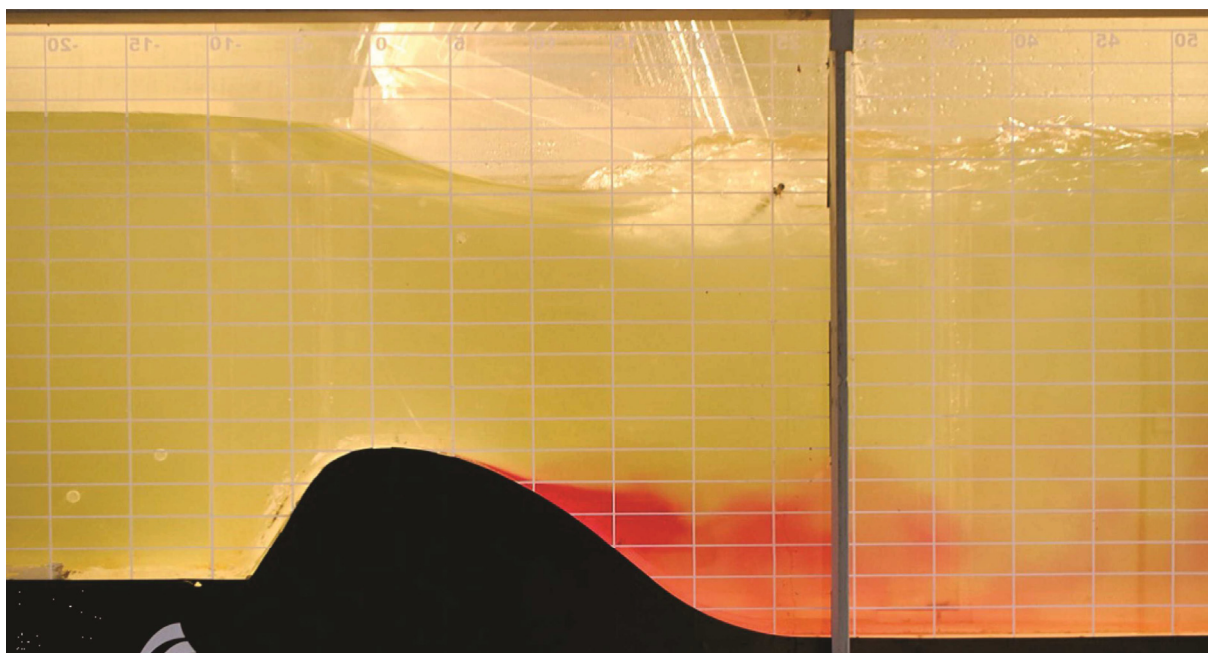


Figura 4.7 - Aspecto do escoamento a jusante – Alternativa 01  
(Fonte: CEHPAR, 2011)



Figura 4.8 - Aspecto do escoamento a jusante – Alternativa 02  
(Fonte: CEHPAR, 2011)

O escoamento para a Alternativa 02 foi caracterizado pelo levantamento de nível de água e cota piezométrica em 14 pontos, apresentados no Anexo C. Como pode ser visto na Figura 4.9, as cotas piezométricas a montante do paramento e a jusante da contracurva estão muito próximas do nível de água, como usual para escoamento em canais em regime subcrítico. Na crista do vertedouro há uma diminuição da pressão, porém esta é sempre positiva. A ocorrência de apenas pressões positivas pode ser explicada principalmente pela submergência causada pelo nível de jusante. Apesar do rebaixamento do nível de água em cima da crista, o escoamento pode ser classificado, segundo a escala de Bradley, como do Tipo IV, sendo completamente afogado, sem formação clara do ressalto hidráulico e com oscilações de nível a jusante do vertedouro.

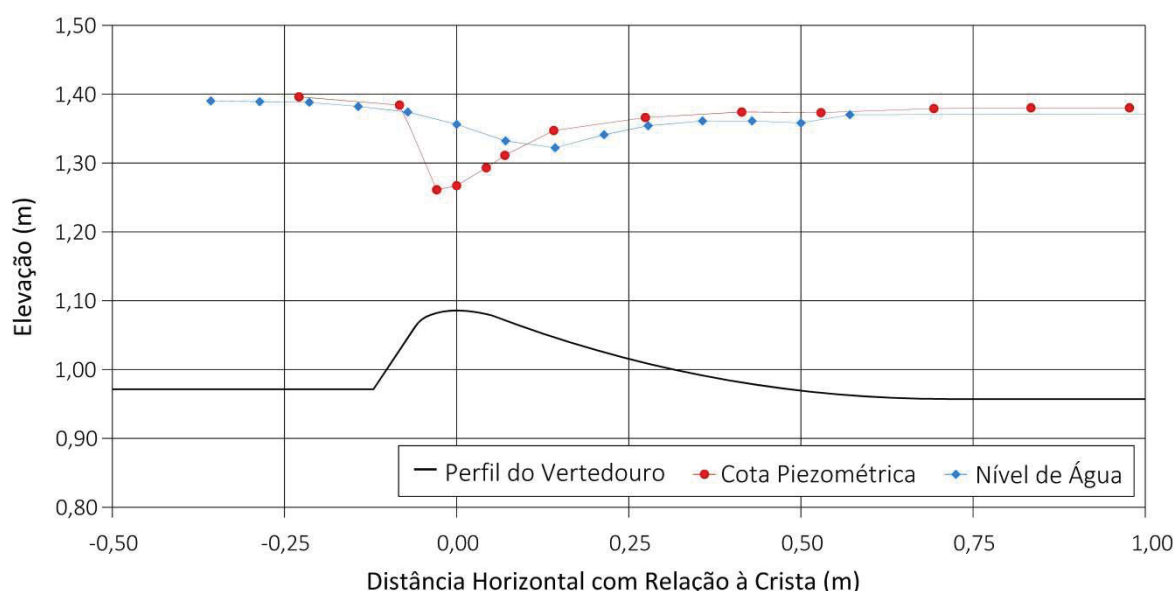


Figura 4.9 - Perfis obtidos no modelo físico reduzido para a Alternativa 02  
(Fonte: CEHPAR, 2011)

## 5 ESTUDOS EM MODELO COMPUTACIONAL

Nos dois casos de estudo envolvendo a ocorrência de separação de fluxo, as simulações realizadas no programa *FLOW-3D* foram feitas com as dimensões do modelo e de acordo com o critério de semelhança de Froude. Essa definição buscou eliminar possíveis erros de escala, principalmente no estudo das características das zonas de separação. Para uniformizar, as dimensões apresentadas nos itens a seguir estão em escala de protótipo, exceto quando indicado.

Para as simulações, a geometria foi desenhada inicialmente em programa de CAD, sendo posteriormente importada no modelo computacional e admitida como uma superfície perfeitamente lisa. A malha utilizada em ambos os casos foi cúbica, sendo utilizados *nested blocks* para melhor definir as geometrias nos pontos de interesse.

As seguintes condições de contorno foram aplicadas ao bloco de malha externo dos dois estudos:

- **Montante – Taxa de fluxo de volume** definindo a vazão de entrada da simulação limitada à elevação dos níveis de água obtidos nos modelos físicos, distribuída uniformemente em todo o plano;
- **Jusante** – Condição de **efluxo**, de maneira a não causar interferência nas condições de fluxo a montante;
- **Topo – Pressão especificada** igual à atmosférica;
- **Base** – Apesar de não interferir na simulação, pois o limite inferior do escoamento é definido pela geometria, foi definida como **parede** lisa;
- **Limites laterais** – Foram definidos paralelos ao sentido do fluxo com condição de **simetria**, sendo, portanto, admitido que não há velocidade normal à estas faces, sem rugosidade aplicada.

Nos **blocos internos**, em todos os limites de cada bloco a condição de contorno utilizada foi de **simetria**, garantindo que as condições iniciais de solução fossem determinadas pelas condições de contorno do bloco externo.

Dentre os modelos de solução, foram utilizados: **gravidade** e **viscosidade e turbulência**. Como modelo de turbulência foi utilizado o **RNG**, por ser um modelo **RANS** de duas equações, portanto mais completo na estimativa dos efeitos de

turbulência. Essa escolha será também justificada com base nos resultados apresentados a seguir.

## 5.1 OPERAÇÃO DE VERTEDOURO COM CARGA HIDRÁULICA MUITO ACIMA DA CARGA DE PROJETO

Assim como no modelo físico, foi utilizada no modelo computacional a escala 1:40 de acordo com os critérios de semelhança de Froude, tornando válida a comparação da zona de separação entre os modelos físico e computacional.

Dentre os testes realizados no modelo físico, foi escolhida para a simulação computacional a vazão de 0,045 m<sup>3</sup>/s, aquela de maior vazão, conforme apresentado na Tabela 4.1, que resultou na formação de zona de separação. Uma avaliação computacional da capacidade de descarga para as demais vazões é apresentada no Apêndice B deste trabalho (em escala de protótipo).

Com o objetivo de diminuir o esforço computacional, as simulações foram realizadas em uma malha bidimensional. Isto é, no sentido transversal ao fluxo apenas um bloco de malha foi utilizado. Esta simplificação é validada pelo fato das condições de aproximação no modelo físico terem sido simétricas, garantidas pelo canal de aproximação em seção constante e a inexistência de pilares no vertedouro.

Os limites da simulação foram definidos de maneira a evitar qualquer influência nos cálculos e são representados na Figura 5.1 pelas linhas externas azuis. O comprimento total da malha foi de 2,25 m, tendo 1,00 m a jusante da crista, representando a calha com declividade constante. A montante da geometria de vertedouro (apresentada em vermelho na Figura 5.1) foi representado um reservatório com elevação de fundo na cota 12,125 m, de maneira a diminuir a velocidade de entrada do fluxo e tornar a simulação mais estável. O limite superior foi definido na elevação 12,7 m, cerca de 5 cm acima do nível de água medido no modelo físico. A largura simulada foi de 2,5 cm, correspondente ao tamanho de malha utilizado inicialmente.

Como situação inicial, um volume de água foi posicionado a montante, representando o reservatório e os níveis no canal de aproximação. Este volume foi limitado à cota 12,65 m, próximo ao nível de água medido no modelo físico, e à crista do vertedouro, como mostrado na região em azul da Figura 5.1.



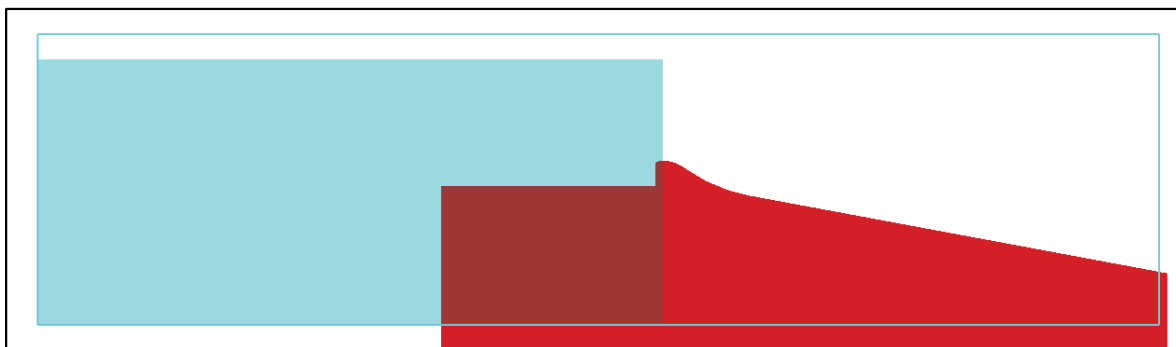


Figura 5.1 - Limites da simulação para o caso com alta carga hidráulica

Considerando a vazão simulada no modelo físico, a largura total de 25 cm (ou 10 m em escala de protótipo) do vertedouro e a representação bidimensional no modelo computacional, na condição de contorno de montante foi especificada uma vazão de 0,0045 m<sup>3</sup>/s, limitada à elevação de 12,65 m.

A malha de solução foi inicialmente ajustada para células cúbicas de 2,5 cm em escala de modelo, ou 1 m em escala de protótipo, e foi refinada nas regiões de interesse, conforme apresentado no item a seguir.

#### 5.1.1 Calibragem

Como principal parâmetro de calibragem foram utilizadas as pressões medidas no modelo físico e apresentadas no Anexo A. De acordo com as coordenadas dos piezômetros utilizados no modelo físico, foram implementados pontos de medição no modelo computacional, auxiliando na decisão de refinamento da malha.

Avaliando-se os resultados obtidos em cada simulação, foram definidas as regiões em que era necessário um refinamento da malha, com o objetivo de reproduzir da maneira mais próxima possível as cotas piezométricas lidas nos testes em modelo físico.

A malha inicial de 2,5 cm (ou 1 m em escala de protótipo) mostrou-se incapaz de reproduzir as oscilações de pressão ao longo da crista e do perfil de jusante do vertedouro, como apresentado nos pontos roxos da Figura 5.2, em contraposição com os pontos vermelhos conforme medido no modelo físico.

De maneira gradativa, foram adicionados *nested blocks* na região da crista do vertedouro. O resultado final é apresentando pelos pontos verdes na Figura 5.2,



para uma malha de 0,3125 cm em escala de modelo (ou 12,5 cm em escala de protótipo). A malha de solução também é apresentada na figura, em sua configuração final. As oscilações de pressão após a crista foram bem representadas, principalmente na região em que foi notada a zona de separação nos testes em modelo físico.

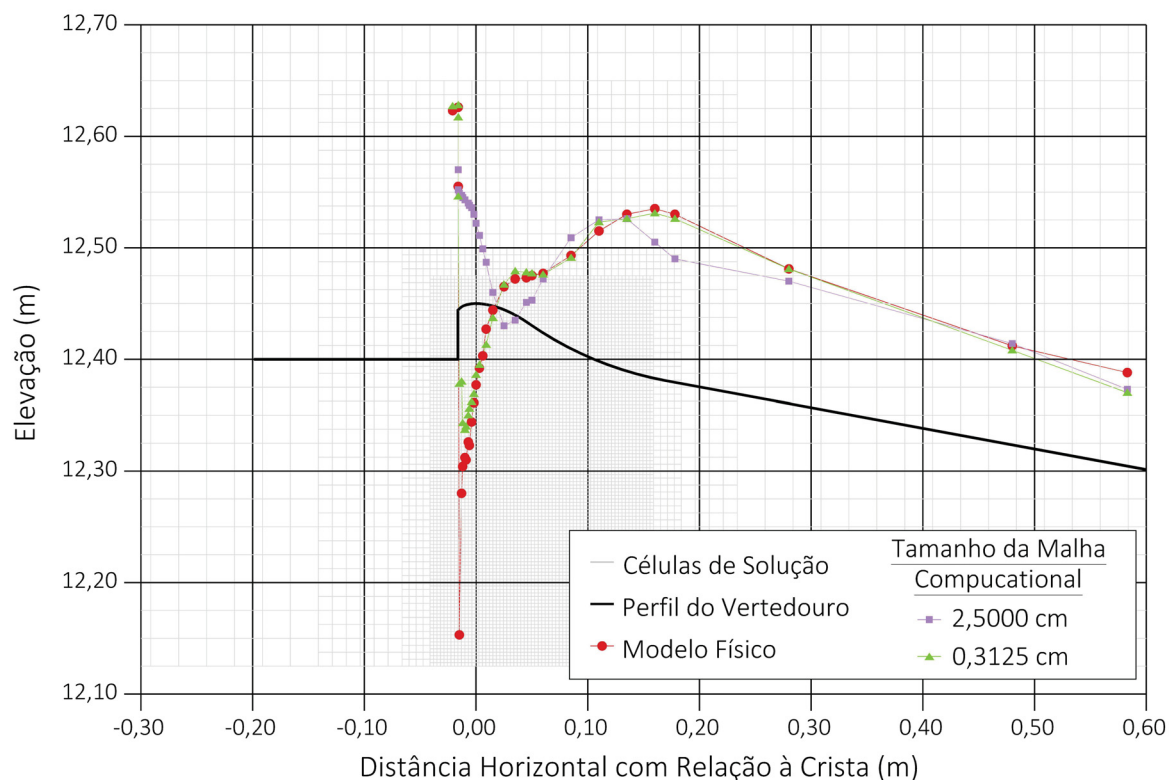


Figura 5.2 - Comparativo de cotas piezométricas para o caso com alta carga hidráulica

Não foi possível simular a grandeza das pressões negativas geradas pelo aumento de velocidade do escoamento ao passar pelo paramento de montante, mas ainda assim considera-se a calibragem adequada, pois todos os pontos de pressões negativas podem ser identificados pelo resultado do modelo computacional.

O segundo parâmetro de calibragem utilizado foi o perfil de linha d'água levantado no eixo longitudinal do vertedouro. Para cada etapa de refinamento da malha, os níveis de água foram comparados com o medido no modelo físico.

Como mostra a Figura 5.3, a malha de 2,5000 cm apenas aproximou-se da linha d'água medida em modelo físico, apresentando uma declividade quase constante ao longo do vertedouro e seu quadrante de jusante. Já a malha de

0,3125 cm pôde representar de maneira adequada todas as variações na superfície livre ocasionadas pela geometria do vertedouro.

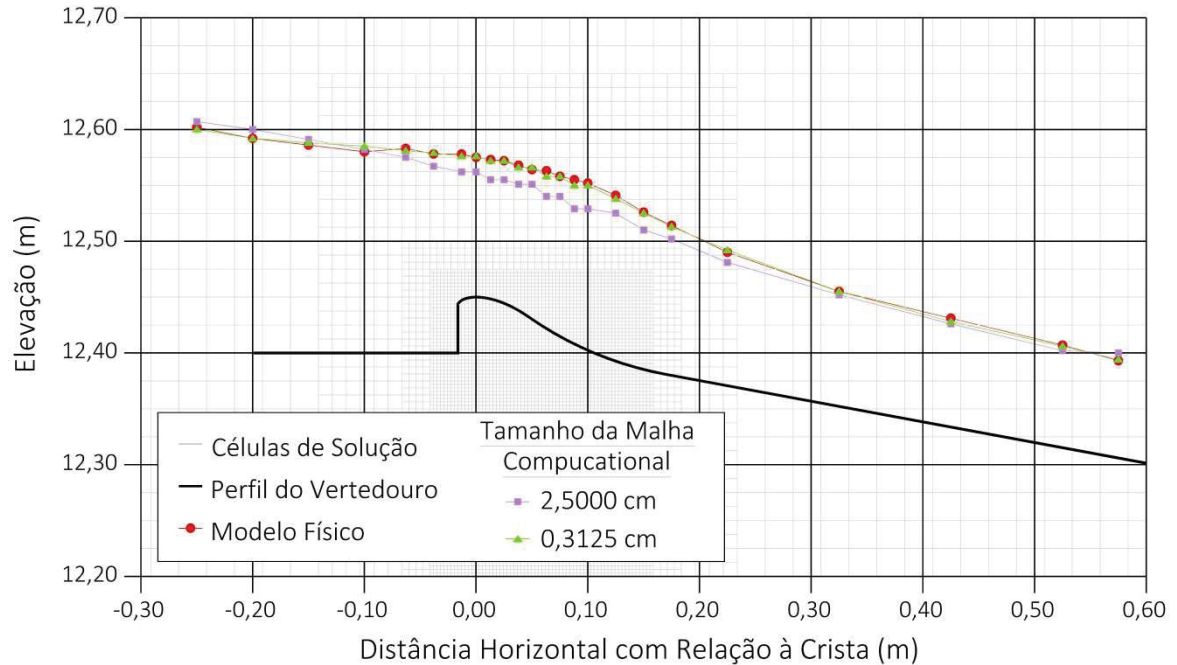


Figura 5.3 - Comparativo de linha d'água para o caso com alta carga hidráulica

Em termos absolutos, a diferença média de nível de água ao longo dos 24 pontos de medição foi de 1,0 cm para a malha de 2,5 m, sendo reduzida para 0,1 cm com a malha de 0,3125 cm com um desvio padrão de 0,2 cm, como pode ser visto no Apêndice C. A diferença máxima para a malha final foi de 0,5 cm, no ponto 4, 10 cm a montante da crista. O erro médio quadrático caiu de 0,196 mm para 0,005 mm com o refinamento da malha.

Entre os pontos de medição 7 a 16, os níveis de água apresentados pelo modelo computacional foram sempre aos pares, independente do tamanho da malha. Estes são justamente os pontos com maior variação da superfície livre. Este resultado é explicado pelo fato de que os planos das células de solução não foram posicionados nos pontos de medição e o tamanho das células utilizadas na altura da superfície livre é maior que a distância entre os pontos, significando que uma mesma célula representa dois pontos de medição.

Ao todo quatro tamanhos de malha foram utilizados de maneira gradativa, sempre reduzindo pela metade o tamanho do próximo bloco e sempre mantendo o

bloco seguinte completamente cercado pelo bloco anterior. Esse procedimento foi utilizado para minimizar os erros de interpolação entre os blocos.

A situação final é apresentada de maneira detalhada na Figura 5.4, em que os limites dos blocos são destacados pelas linhas mais espessas. O tamanho das células também é indicado na figura. Uma vez que a discretização do contorno do vertedouro é o processo mais importante no estudo da influência deste contorno, os menores blocos foram posicionados apenas próximo do vertedouro, sem contemplar toda a profundidade do escoamento. Esse processo explica os níveis de água obtidos aos pares.

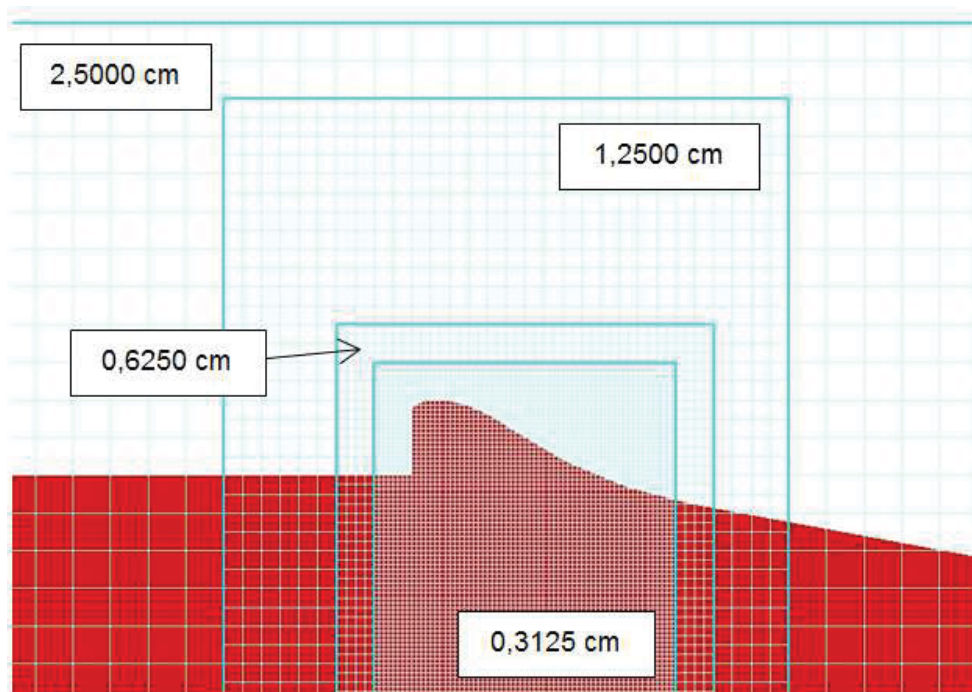


Figura 5.4 - Células de solução para o caso com alta carga hidráulica

Durante os estudos de calibragem, revelou-se de extrema importância o posicionamento de planos de células concordantes com os trechos de mudança brusca de direção do vertedouro, como o paramento de montante e a crista. A Figura 5.5 mostra o posicionamento destes planos com relação ao vertedouro, evidenciados pela linha tracejada.

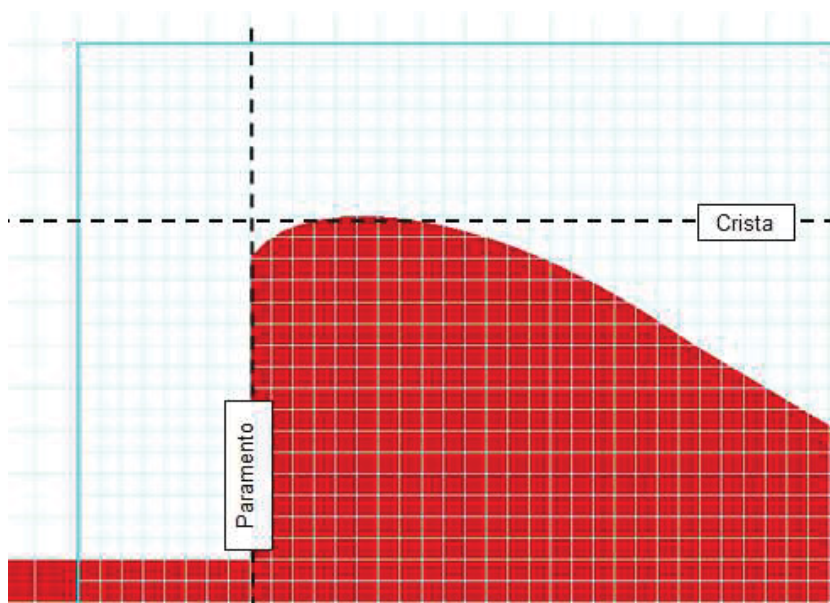


Figura 5.5 - Detalhe das células para o caso com alta carga hidráulica

A capacidade de descarga, em termos de coeficiente de descarga, obtida no modelo computacional foi comparada com os resultados do modelo físico. Conforme apresentado na Tabela 5.1, o modelo computacional calibrado apresenta uma diferença relativa de 0,80% em termos de coeficiente de descarga, subestimando a capacidade do vertedouro analisado.

Tabela 5.1 - Comparativo do coeficiente de descarga para o caso com alta carga hidráulica

Modelo Físico		Modelo Computacional Calibrado		Diferença Relativa (%)
Nível Médio do Reservatório (m)	Coeficiente de Descarga	Nível Médio do Reservatório (m)	Coeficiente de Descarga	
12,648	2,07	12,649	2,05	- 0,80

Considerando as diferenças encontradas entre o modelo computacional e o físico para as pressões, o nível de água e o coeficiente de descarga, conclui-se que o modelo computacional está calibrado.

#### 5.1.2 Ocorrência da Zona de Separação

Com o modelo calibrado, buscou-se analisar o aspecto do escoamento ao longo do perfil do vertedouro, com maior foco na região a jusante da crista. A Figura 5.6 apresenta as velocidades absolutas do escoamento pela escala de cor, em que

a variação de azul para vermelho indica a variação de velocidade entre 0,02 e 2,10 m/s, respectivamente. As distâncias com relação à crista do vertedouro e as elevações também são apresentadas.

Pela escala de cor, percebe-se em azul na Figura 5.6 uma região de baixa velocidade no encontro do canal de aproximação com o paramento de montante. Após o paramento, e antes da crista, há a aceleração do escoamento, ocasionada pelos próprios limites do contorno do vertedouro, indicada pela cor vermelha. Esta região coincide com a região de menores pressões apresentadas na Figura 5.2.

Logo a jusante da crista, próximo ao perfil do vertedouro, ocorre mais uma zona de baixas velocidades, evidenciada pela cor azul, com um limite bem definido evidenciado pela região de cor verde.

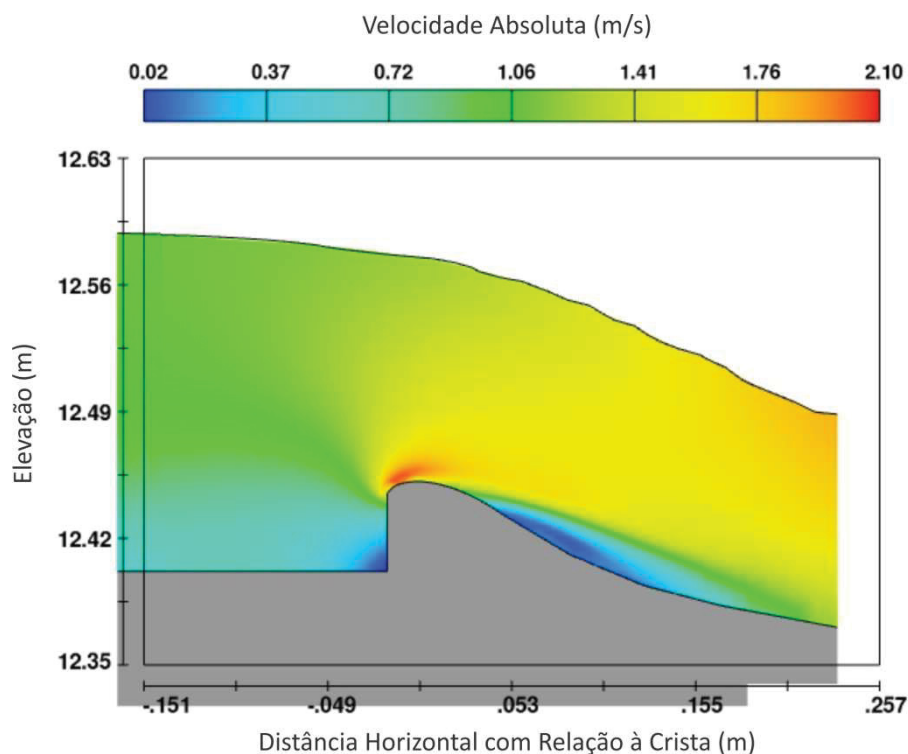


Figura 5.6 - Distribuição de velocidades absolutas

Com o traçado das linhas de corrente conforme apresentado na Figura 5.7, é possível verificar o afastamento do fluxo do contorno imposto pelo vertedouro nos mesmos locais das zonas de baixa velocidade. A linha de corrente mais próxima ao perfil do vertedouro acompanha, inclusive, na parte de jusante do vertedouro, a região em verde na escala de cor, que é a mesma da Figura 5.6.



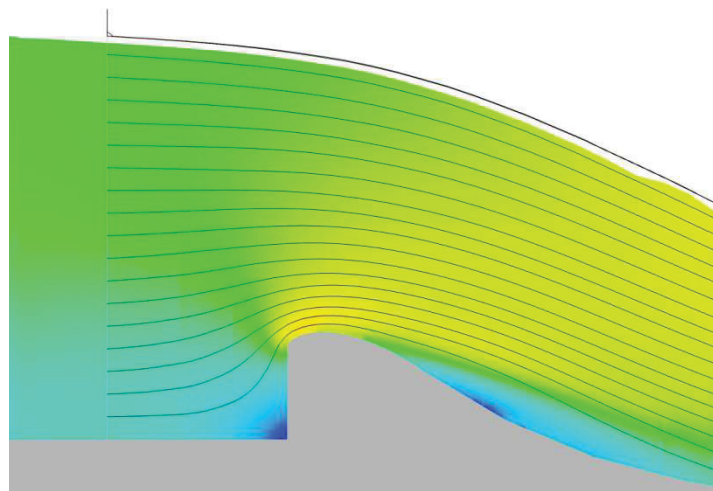


Figura 5.7 - Linhas de corrente no contorno da crista

Uma vez que o escoamento ocorre predominantemente em um único sentido, as velocidades na horizontal podem ser utilizadas para se avaliar a região de recirculação a jusante da crista. Na Figura 5.8 estas velocidades são apresentadas pela escala de cor, considerando também o sentido do fluxo.

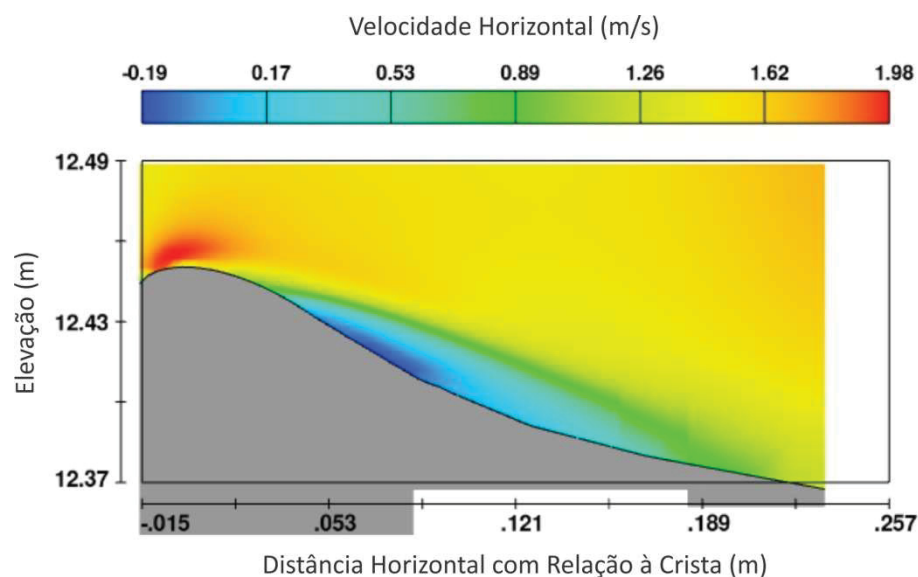


Figura 5.8 - Distribuição de velocidades horizontais

Pela escala de cor, é possível identificar a ocorrência de velocidades negativas, isto é, contrárias ao sentido predominante do fluxo, logo a jusante da crista, evidenciadas pela região em azul e com valor máximo de 0,19 m/s.

Detalhando a região de velocidades negativas, como apresentado na Figura 5.9, é possível identificar uma região de recirculação, evidenciada pelas setas indicativas do sentido e direção do fluxo, em que as regiões de fluxo mais próximas

do contorno do perfil do vertedouro apresentam sentido contrário ao sentido predominante e esperado, resultado da separação ocorrida. A ocorrência desta zona de separação apresentada pelo modelo computacional se dá no mesmo local em que foi identificada no modelo reduzido, iniciando cerca de 5 cm a jusante da crista do vertedouro.

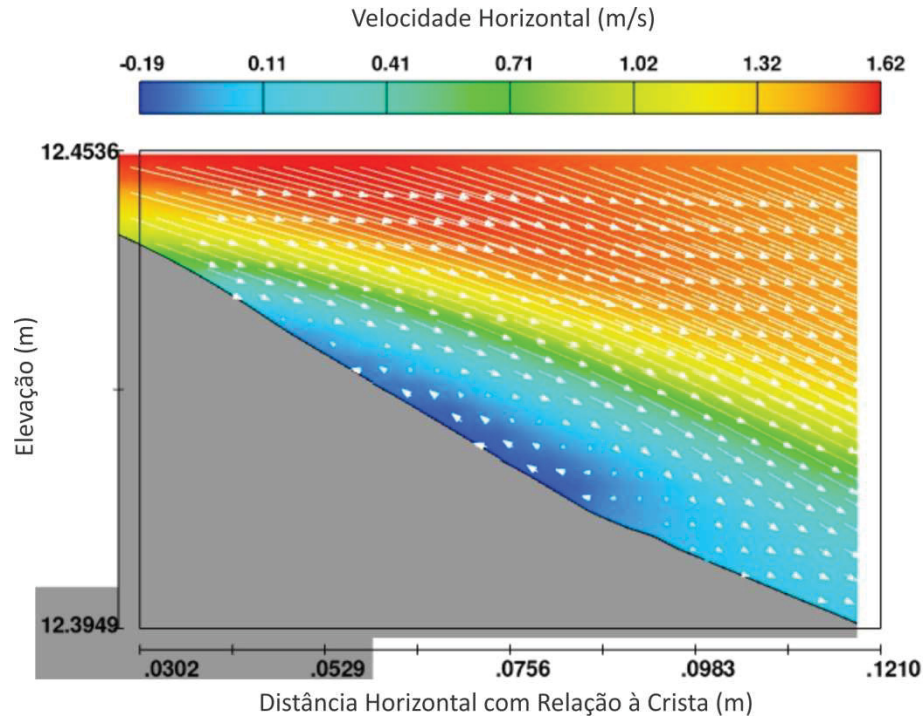


Figura 5.9 - Detalhe da região de recirculação

O caminho de uma partícula dentro da zona de separação é apresentado na Figura 5.10. Pela figura, fica clara a característica de formação de redemoinho na zona de separação.

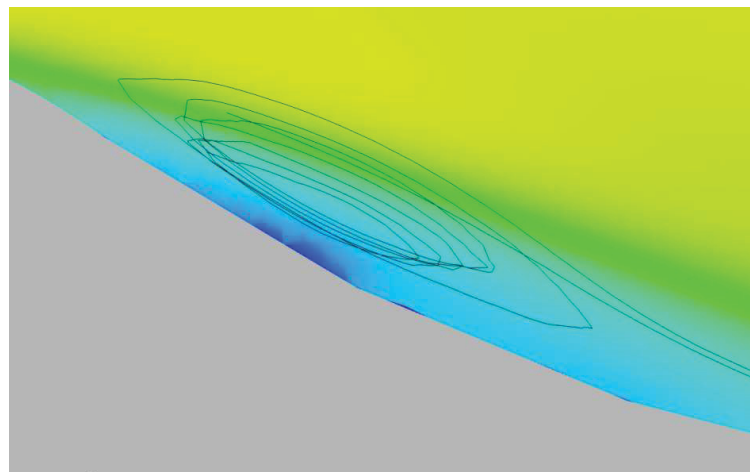


Figura 5.10 - Trajetória de uma partícula na região de recirculação

Na Figura 5.11 são apresentados os perfis de velocidades horizontais calculados pelo modelo em três pontos de interesse, cujas velocidades são aquelas computadas pelo programa nas faces dos elementos de solução. Na figura, cada 7,5 cm na escala da distância horizontal corresponde a 1,0 m/s nos perfis de velocidade.

O primeiro perfil foi posicionado 10 centímetros a montante do paramento do vertedouro. As velocidades junto ao fundo são da ordem de 0,7 m/s e vão aumentando quanto mais próximo da superfície. A velocidade máxima ocorre na elevação 12,5625 m, aproximadamente 80% da profundidade, e corresponde a 1,13 m/s.

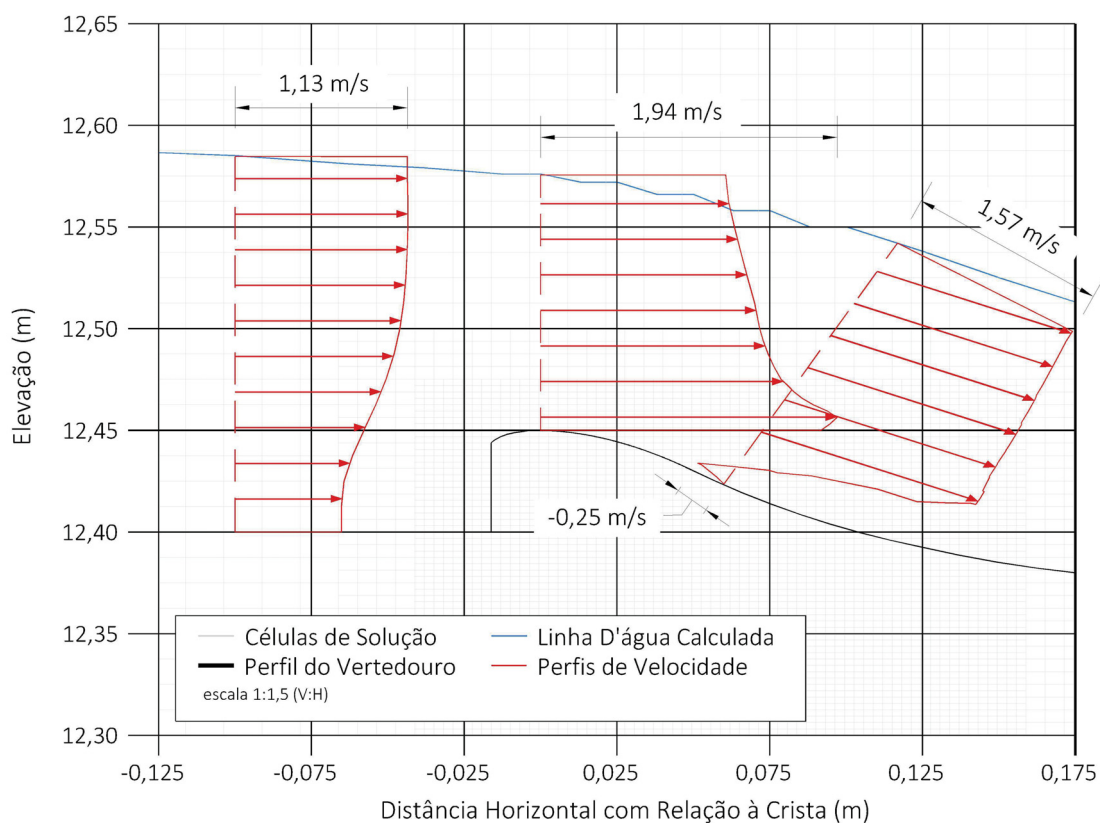


Figura 5.11 - Perfis de velocidades horizontais em diferentes posições do escoamento sobre o vertedouro

O segundo perfil foi traçado em cima da crista do vertedouro. Diferentemente do perfil anterior, a velocidade máxima ocorre próximo ao fundo, com valor de 1,94 m/s. Na medida em que aumenta a cota, a velocidade decresce para 1,3 m/s, próximo à superfície livre. Este perfil indica que, ao passar pelo vertedouro, para que seja garantida a equação da continuidade, há uma aceleração maior do fluxo nas



camadas mais próximas do contorno sem ainda ter ocorrido desenvolvimento suficiente do escoamento para que o perfil seja equilibrado. Na realidade, a distribuição é típica de escoamento potencial (irrotacional) sobre superfície curva convexa.

A separação que ocorre a jusante da crista é evidenciada pelo terceiro perfil, que se assemelha bastante ao perfil teórico apresentado por Chang (1970) para zonas de separação e reproduzido na Figura 2.4. Na porção inferior, ocorre a recirculação do fluxo, evidenciada pelas velocidades horizontais negativas. A velocidade zero ocorre cerca de 9 mm acima do perfil do vertedouro, passando então a desenvolver o perfil com velocidades positivas. Assim como no perfil acima da crista, neste ponto as velocidades máximas ocorrem mais próximas ao fundo, logo após o ponto de velocidade zero, com valor de 1,57 m/s. A variação, porém, com a diminuição da profundidade é menor, indicando um equilíbrio maior da velocidade nas diferentes camadas de fluxo, chegando a 1,41 m/s próximo da superfície.

### 5.1.3 Estudo de Modelos de Turbulência

Com base nos resultados obtidos utilizando-se o modelo de turbulência **RNG**, o emprego dos demais modelos de turbulência disponíveis no programa, bem como a não utilização de qualquer modelo de turbulência, foi estudado avaliando-se os impactos nos níveis de água, nas pressões e na formação da zona de separação.

Em termos de níveis de água, a utilização do modelo **RNG** mostrou-se melhor que os demais modelos de duas equações  $K - \varepsilon$  e  $K - \omega$ , conforme erro médio quadrático 60% menor apresentado na Tabela 5.2 de resultados. Devido ao tamanho da malha utilizado na região da zona de separação ser menor que o tamanho dos redemoinhos formados, o modelo **LES** teve resultados muito próximos aos modelos **RANS** de duas equações. O modelo de uma equação teve a pior capacidade em prever os níveis de água conforme medidos no modelo reduzido, seguido pelo modelo algébrico de Prandtl. Até mesmo a não utilização de qualquer modelo de turbulência apresentou resultados melhores do que estes dois últimos.

Tabela 5.2 - Níveis de água para os diferentes modelos de turbulência

Ponto	Abscissa (m)	Nível de Água (m)							Diferença Total (m)							
		Modelo Físico	RNG	$K - \varepsilon$	$K - \omega$	Uma Equação	Comp. Mistura de Prandtl	LES	Sem Modelo de Turbulência	RNG	$K - \varepsilon$	$K - \omega$	Uma Equação	Comp. Mistura de Prandtl	LES	Sem Modelo de Turbulência
1	-0,250	12,602	12,600	12,600	12,600	12,597	12,598	12,600	12,600	-0,001	-0,001	-0,001	-0,004	-0,004	-0,001	-0,001
2	-0,200	12,592	12,592	12,593	12,593	12,591	12,592	12,594	12,593	0,000	0,001	0,001	-0,001	0,000	0,002	0,001
3	-0,150	12,586	12,588	12,588	12,588	12,586	12,587	12,589	12,588	0,002	0,002	0,002	0,000	0,001	0,003	0,002
4	-0,100	12,580	12,585	12,586	12,586	12,583	12,583	12,586	12,585	0,005	0,006	0,006	0,003	0,004	0,006	0,005
5	-0,063	12,583	12,581	12,582	12,582	12,579	12,580	12,583	12,582	-0,001	0,000	0,000	-0,004	-0,003	0,000	-0,001
6	-0,038	12,578	12,579	12,580	12,580	12,577	12,577	12,580	12,580	0,001	0,002	0,002	-0,002	-0,001	0,002	0,001
7	-0,013	12,578	12,576	12,577	12,577	12,573	12,575	12,578	12,577	-0,002	-0,001	-0,001	-0,005	-0,003	0,000	-0,001
8	0,000	12,575	12,576	12,577	12,577	12,573	12,575	12,578	12,577	0,000	0,002	0,002	-0,002	0,000	0,002	0,001
9	0,013	12,573	12,572	12,573	12,573	12,569	12,570	12,573	12,573	-0,001	0,000	0,000	-0,004	-0,003	0,000	0,000
10	0,025	12,572	12,572	12,573	12,573	12,569	12,570	12,573	12,573	0,000	0,001	0,001	-0,003	-0,002	0,002	0,001
11	0,038	12,568	12,566	12,568	12,568	12,563	12,563	12,567	12,567	-0,002	0,000	0,000	-0,005	-0,005	-0,001	-0,001
12	0,050	12,564	12,566	12,568	12,568	12,563	12,563	12,567	12,567	0,001	0,003	0,003	-0,002	-0,002	0,003	0,003
13	0,063	12,563	12,558	12,560	12,560	12,554	12,556	12,560	12,559	-0,004	-0,003	-0,003	-0,008	-0,007	-0,003	-0,003
14	0,075	12,558	12,558	12,560	12,560	12,554	12,556	12,560	12,559	0,000	0,001	0,001	-0,004	-0,003	0,002	0,001
15	0,088	12,555	12,550	12,550	12,550	12,545	12,546	12,550	12,550	-0,004	-0,004	-0,004	-0,009	-0,008	-0,004	-0,004
16	0,100	12,552	12,550	12,550	12,550	12,545	12,546	12,550	12,550	-0,001	-0,001	-0,001	-0,006	-0,005	-0,001	-0,001
17	0,125	12,541	12,538	12,539	12,539	12,534	12,538	12,540	12,538	-0,004	-0,002	-0,002	-0,007	-0,004	-0,001	-0,003
18	0,150	12,526	12,525	12,528	12,528	12,525	12,525	12,529	12,527	-0,001	0,002	0,002	-0,001	-0,001	0,003	0,001
19	0,175	12,514	12,513	12,516	12,516	12,513	12,513	12,516	12,523	-0,001	0,002	0,002	-0,001	-0,001	0,003	0,009
20	0,225	12,490	12,492	12,491	12,491	12,488	12,488	12,492	12,490	0,003	0,002	0,002	-0,002	-0,002	0,002	0,001
21	0,325	12,455	12,455	12,450	12,450	12,450	12,450	12,452	12,450	0,000	-0,005	-0,005	-0,005	-0,005	-0,003	-0,005
22	0,425	12,431	12,428	12,425	12,425	12,425	12,425	12,425	12,427	-0,003	-0,006	-0,006	-0,006	-0,006	-0,006	-0,004
23	0,525	12,407	12,406	12,403	12,403	12,403	12,404	12,404	12,404	-0,001	-0,004	-0,004	-0,003	-0,003	-0,003	-0,002
24	0,575	12,393	12,394	12,393	12,393	12,393	12,393	12,393	12,393	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001
		Média (m)														
		Desvio Padrão (m)														
		Erro Médio Quadrático (x10 <sup>-3</sup> mm)														
										4,974	7,823	7,824	19,418	13,997	7,323	9,775

Se avaliado o desvio padrão das diferenças entre os níveis calculados pelo modelo computacional e os levantados no modelo físico, não há diferenças significativas entre os modelos de turbulência disponíveis.

Em linhas gerais, o modelo **RNG** mostrou-se melhor aos demais, porém a superioridade deste modelo só é percebida quando utilizados parâmetros estatísticos. A diferença entre os resultados é tão pouca em comparação com a escala das elevações, que a utilização de avaliação gráfica não é possível para se comparar os resultados.

Quando avaliadas as pressões, a utilização de diferentes modelos de turbulência não resultou em diferenças nas cotas piezométricas calculadas no canal de aproximação ou na calha de jusante. As diferenças obtidas estão na variação de pressão ao longo da crista do vertedouro e da zona de separação a jusante desta.

Os modelos **RANS** de duas equações apresentaram uma variação de pressão em um formato parecido com o levantado no modelo físico, como pode ser visto na Figura 5.12, com duas concavidades bem definidas. Dentre esses modelos, o **RNG** é aquele que apresenta resultados mais próximos dos medidos no modelo físico.

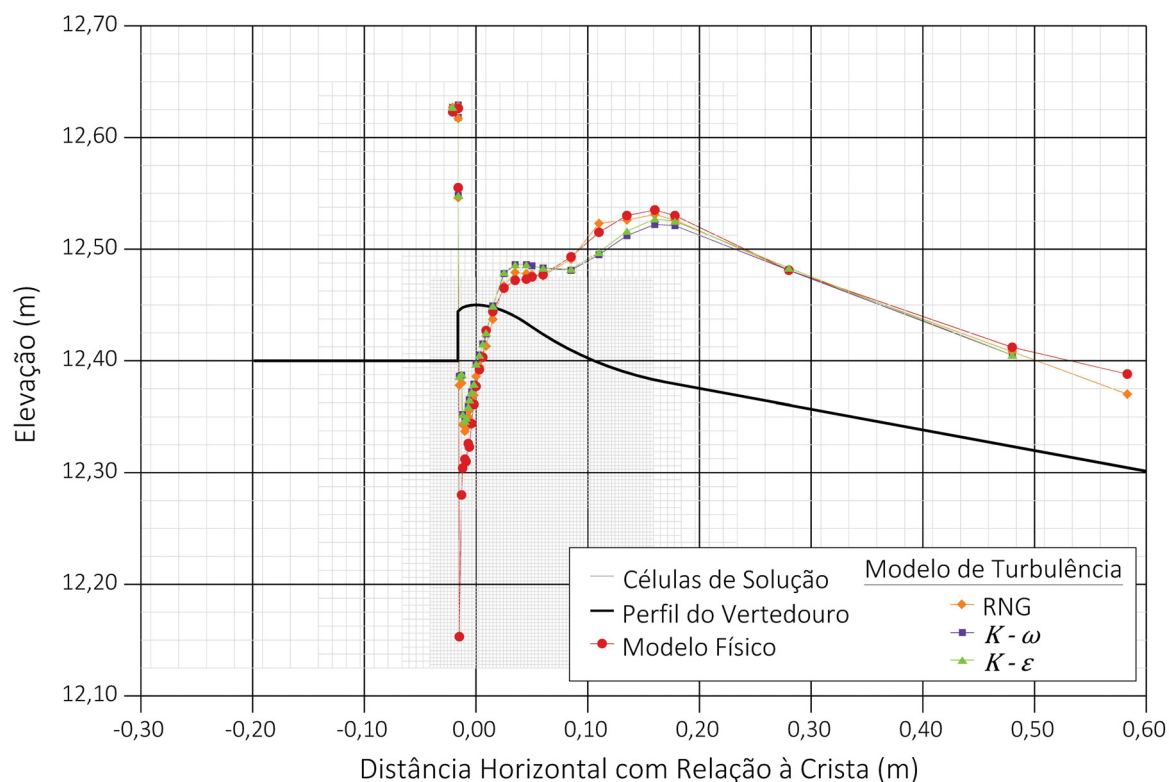


Figura 5.12 - Cotas piezométricas para os modelos de turbulência de duas equações

Assim como nos níveis de água, para as pressões o modelo **LES** apresentou resultados próximos aos modelos  $K - \varepsilon$  e  $K - \omega$  quanto à distribuição de pressões na zona de separação, como pode ser visto na Figura 5.13. A não utilização de um modelo de turbulência levou a uma distribuição de pressão com oscilações bruscas variáveis no tempo, guardando correspondência com as medições do modelo físico apenas imediatamente antes e imediatamente depois da zona de separação.

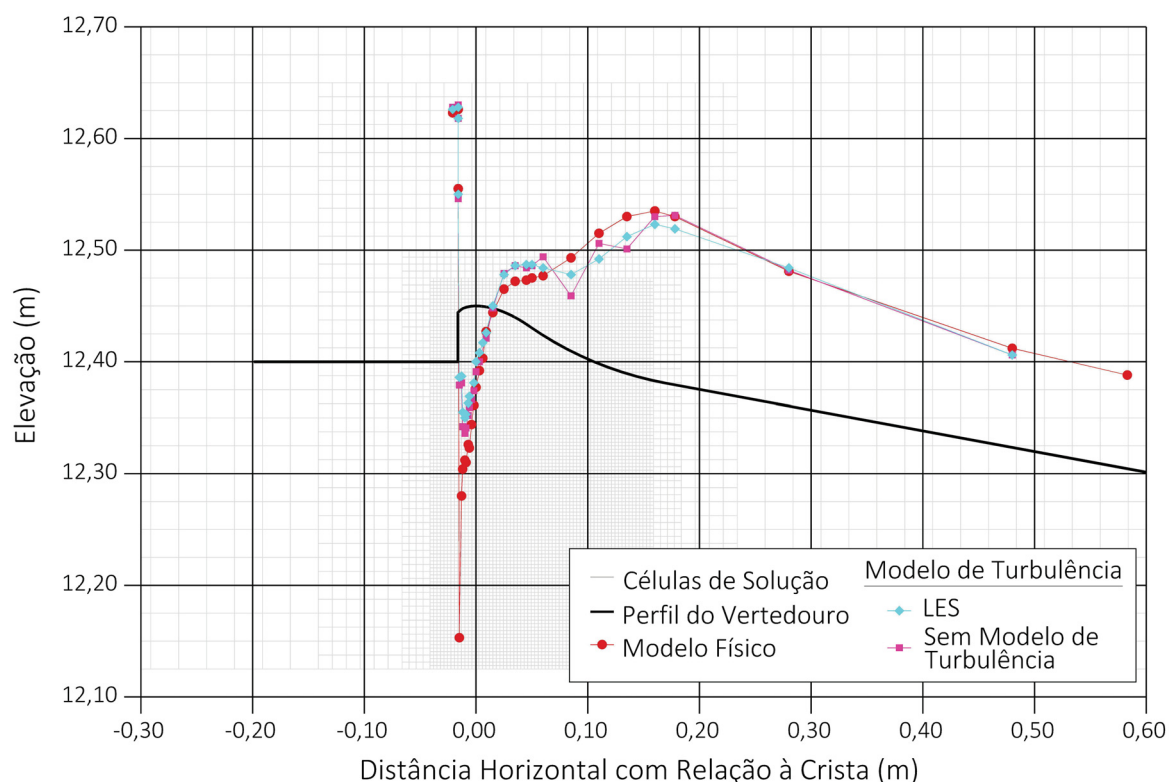


Figura 5.13 - Cotas piezométricas para o modelo LES e sem utilização de modelo de turbulência

Os modelos algébrico e de uma equação do grupo **RANS** não simularam a oscilação de pressões a jusante da crista causada pela separação do fluxo, fazendo um traçado contínuo sem alteração da concavidade do gráfico que pode ser visto na Figura 5.14.

Quanto à formação da zona de separação, os três modelos **RANS** de duas equações tiveram resultados próximos, sendo capazes de simular a separação, como exemplificado na Figura 5.15.

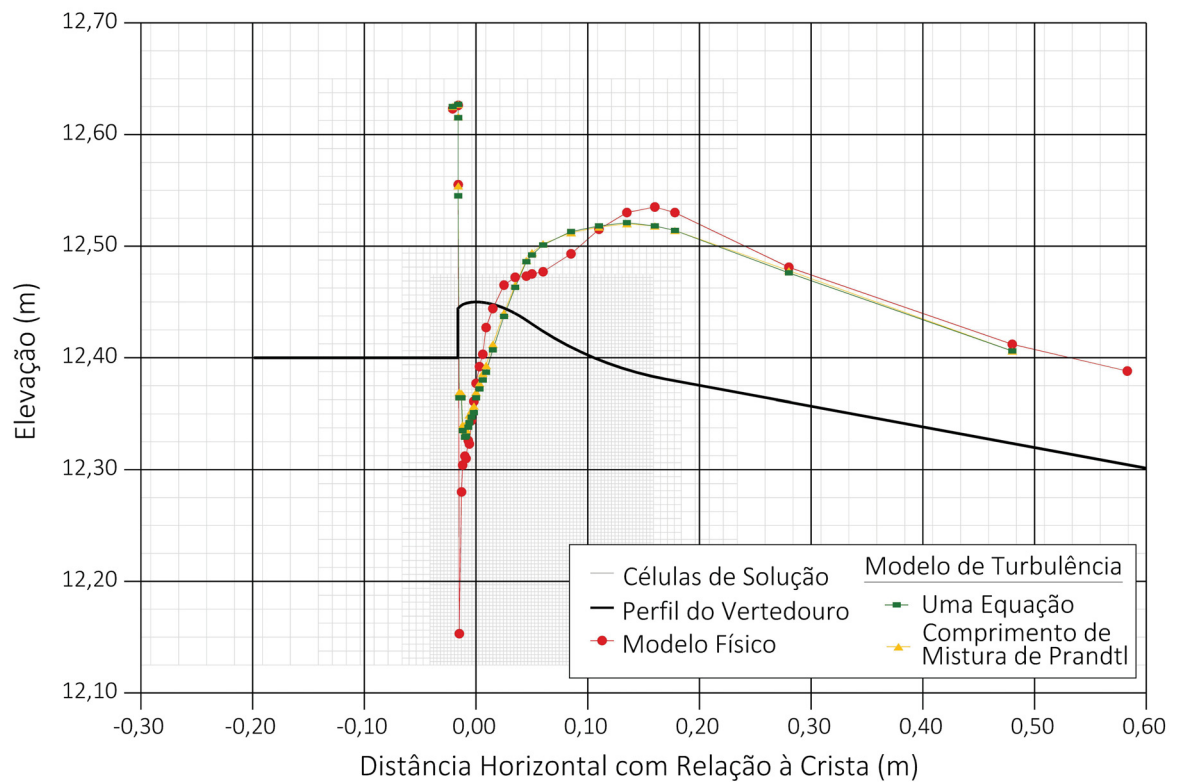


Figura 5.14 - Cotas piezométricas para os modelos algébrico e de uma equação

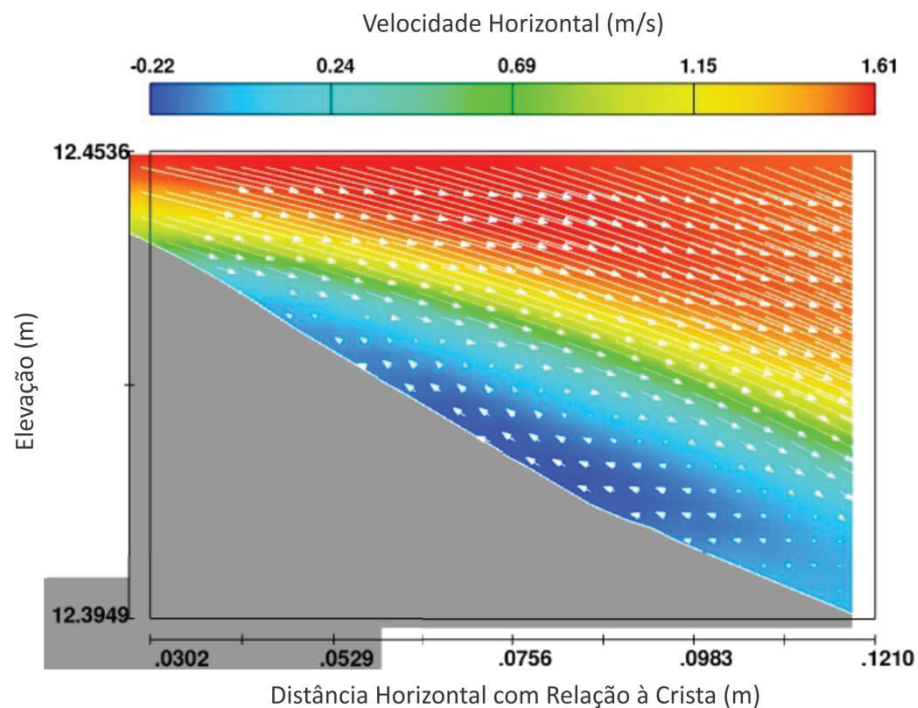


Figura 5.15 - Zona de separação nos modelos RANS de duas equações

Os modelos algébrico e de uma equação, como demonstrado pela distribuição de pressões, não simularam a falta de aderência do fluxo ao perfil do vertedouro, conforme apresentado na Figura 5.16, sem formar a separação,

confirmando o gráfico de pressões apresentado para estes modelos, mas indicando uma região com baixas velocidades junto ao contorno do vertedouro.

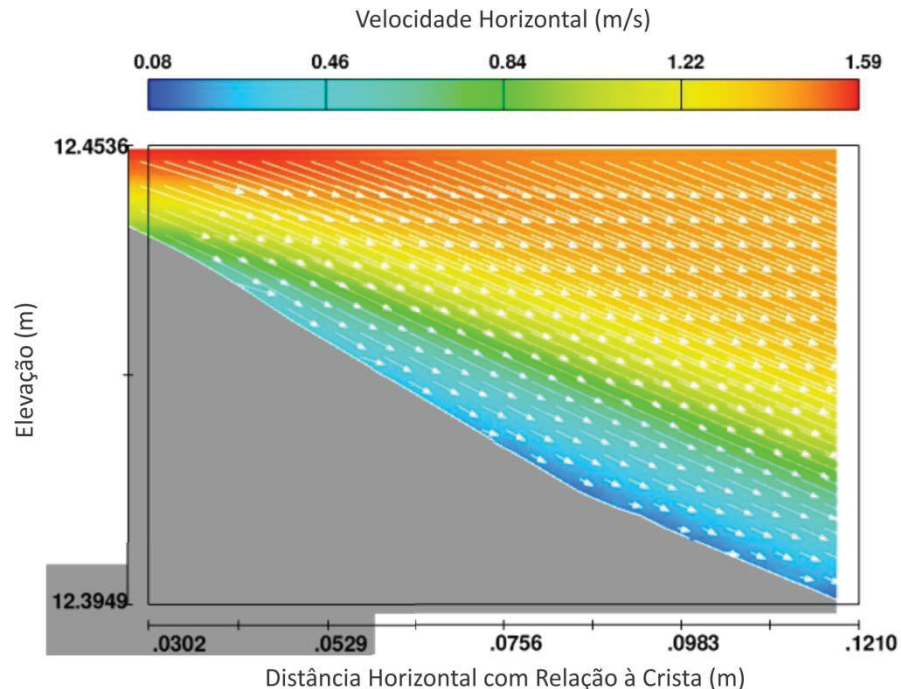


Figura 5.16 - Ausência de zona de separação nos modelos RANS algébrico e de uma equação

A utilização do modelo **LES** ou a não utilização de qualquer modelo de turbulência é capaz de simular a separação, como mostra a Figura 5.17, porém a intensidade e a localização dos redemoinhos são variáveis ao longo do tempo, como ocorrência de até dois redemoinhos simultâneos em alguns momentos.

Pelos resultados apresentados, conclui-se que o modelo **RNG** é aquele capaz de simular com a maior precisão o fluxo conforme ocorrido no modelo físico, principalmente o fenômeno de separação e os impactos na distribuição de pressões ao longo do perfil vertente.

Percebe-se ainda que, se o interesse for de apenas simular os níveis de água, e por consequência a capacidade de descarga, não há diferenças significativas entre os modelos. Contudo, espera-se que para relações de carga atuante por carga de projeto maiores que a razão de três, como simulado, o fenômeno de separação seja cada vez mais intenso, tendo cada vez mais influência nos níveis de montante e implicando em uma redução cada vez maior no coeficiente de descarga.



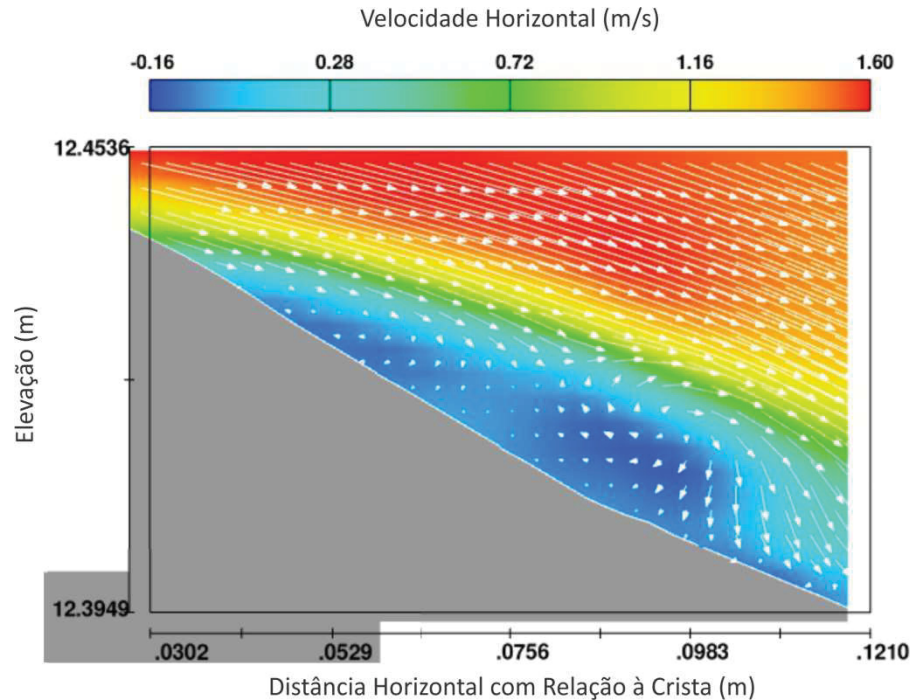


Figura 5.17 - Zona de separação variável

#### 5.1.4 Efeitos de Escala

Conforme apresentado no item 2.1, a ocorrência da zona de separação e o aspecto dos redemoinhos formados pela turbulência do escoamento são funções do número de Reynolds. Contudo, como na maioria dos modelos reduzidos hidráulicos a principal preocupação é a posição da superfície livre, o critério de semelhança mais amplamente utilizado é o de Froude, como no caso em estudo.

O número de Reynolds do escoamento em escala de modelo e em escala de protótipo não é igual, mas ainda assim compartilham a característica de escoamento turbulento rugoso, predominante na maioria dos casos práticos de obras hidráulicas.

A avaliação do efeito de escala na ocorrência da zona de separação foi feita simulando-se em modelo computacional o mesmo estudo de caso, mas em escala de protótipo. A configuração calibrada apresentada no item 5.1.1 foi transformada em escala de protótipo, guardando todas as proporções de tamanho e posição da malha. Porém, na apresentação dos resultados a seguir, a simulação computacional feita em escala de protótipo teve suas dimensões transformadas para escala de modelo, a fim de facilitar a comparação dos resultados.

Na Figura 5.18 são apresentados os níveis de água calculados pelo modelo computacional, tanto em escala de modelo, quanto em escala de protótipo, e os

níveis obtidos em modelo físico. A montante da crista, não são notadas diferenças entre as três abordagens. Para a calha de jusante, no trecho em que o escoamento é supercrítico, a simulação computacional em escala de protótipo resultou em níveis cerca de 8 mm inferiores às outras duas abordagens. Porém, julga-se que esta diferença não esteja atrelada ao critério de semelhança, mas sim aos efeitos da condição de contorno de jusante na simulação computacional.

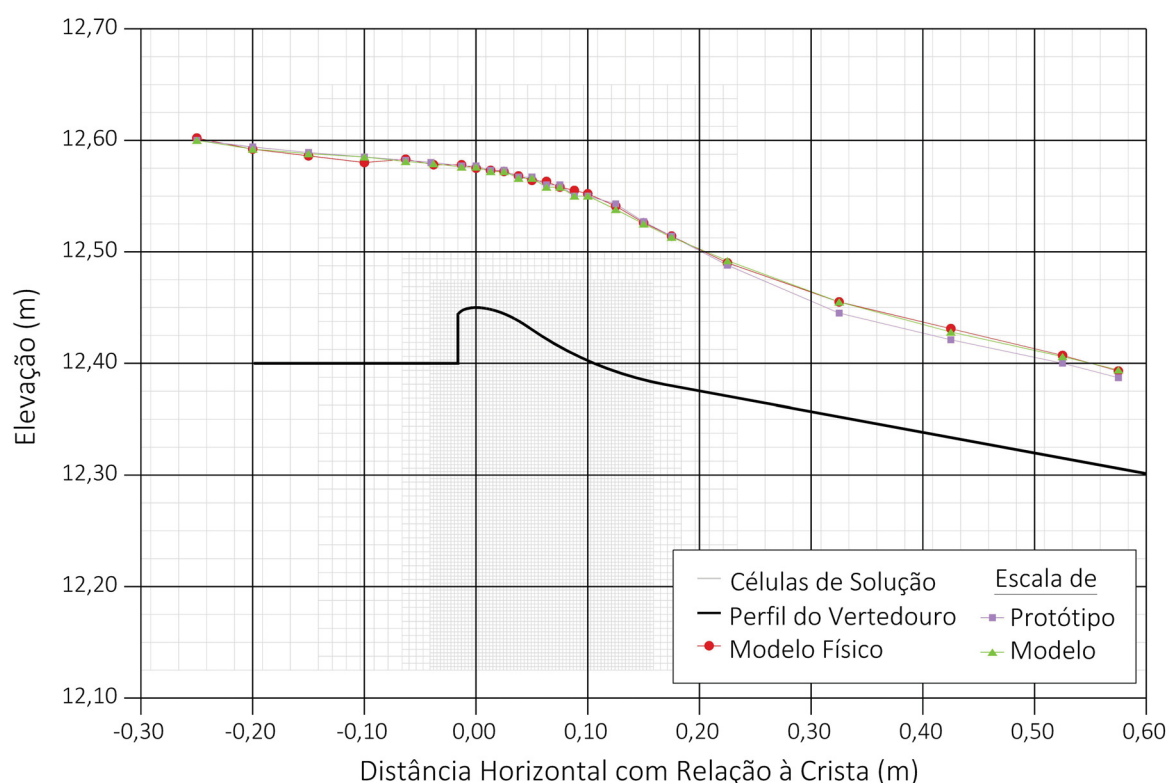


Figura 5.18 - Comparativo de níveis de água

Os níveis de água no modelo computacional levantados no pontos de medição mais a montante foram utilizados para se calcular o número de Reynolds nas duas escalas simuladas. Enquanto para a escala de modelo o valor resultante é de  $1,8 \times 10^8$ , para a escala de protótipo o número de Reynolds é mais de 250 vezes maior, igual a  $4,6 \times 10^{10}$ .

Na região de separação, apesar de também representar uma oscilação de pressão, os resultados de pressão do modelo computacional em escala de protótipo distanciaram-se das medições do modelo físico e dos resultados do modelo computacional em escala de modelo, como mostra a Figura 5.19. Esse



comportamento indica, uma diferença no comportamento do fluxo ao longo da zona de separação, em decorrência do maior número de Reynolds.

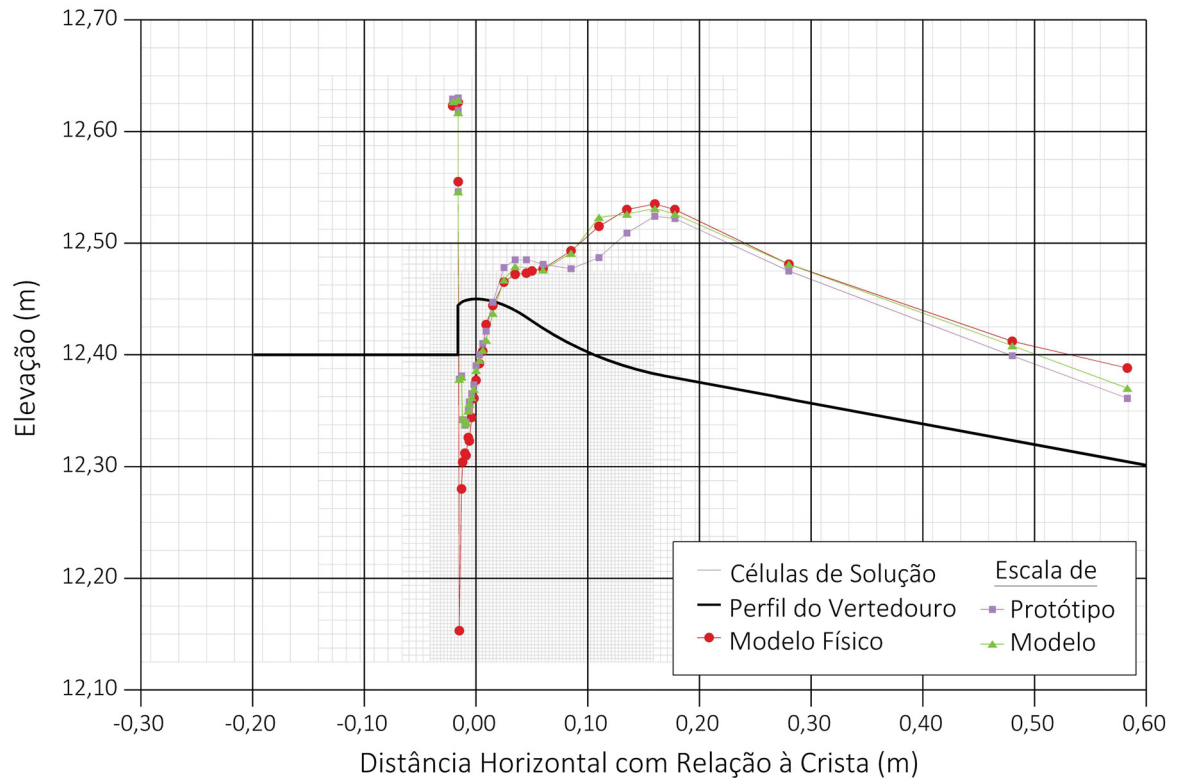


Figura 5.19 - Comparativo de cotas piezométricas

Se avaliado o centro do redemoinho formado a jusante da crista do vertedouro, o aumento do número de Reynolds fez com que este fosse deslocado para jusante, o que explica a diferença nas oscilações de pressão nesta região. Na Figura 5.20 pode-se perceber que o centro do redemoinho está cerca de 10 cm a jusante da crista, enquanto na Figura 5.9 está posicionado cerca de 8 cm a jusante. Há ainda uma diferença no valor máximo da velocidade com sentido contrário ao sentido predominante do fluxo, que passou de 0,2 para 0,3 m/s.

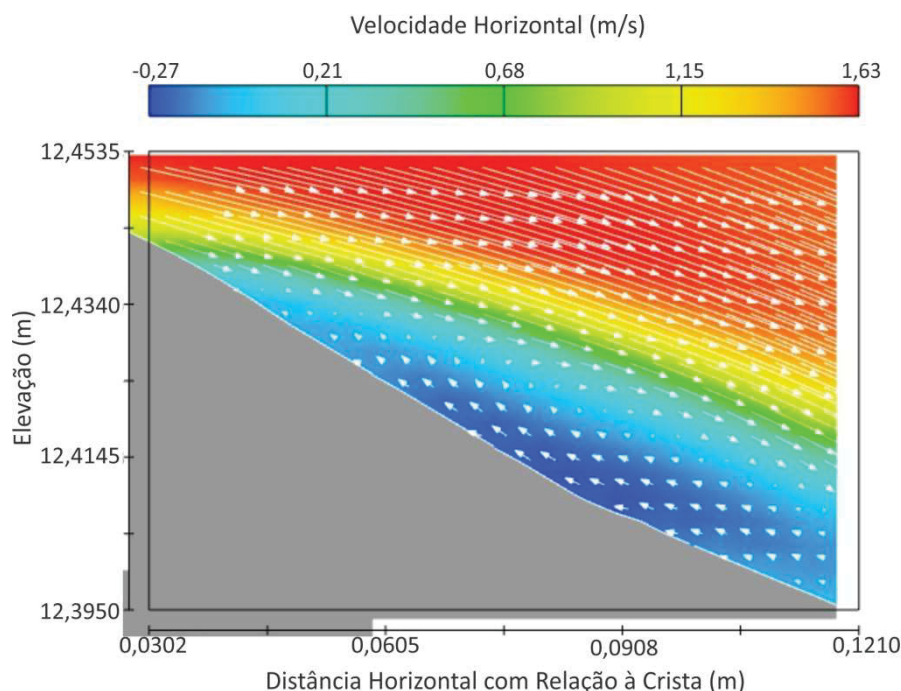


Figura 5.20 - Detalhe da região de recirculação para simulação em escala de protótipo

### 5.1.5 Síntese dos Resultados

A diferença do coeficiente de descarga obtido computacionalmente e fisicamente indica que o modelo computacional é uma boa ferramenta de previsão do coeficiente de descarga e este resultado independe do modelo de turbulência utilizado.

Coeficientes de descarga para outras vazões são apresentados no Apêndice B e comparados com as principais referências bibliográficas, apresentadas no Apêndice A. A maior diferença relativa apresentada é de 5,27 % para a vazão de  $45 \text{ m}^3/\text{s}$ , porém os resultados para esta vazão mostraram-se pouco consistentes quando avaliada a correção do coeficiente de descarga de projeto em função da razão entre a carga atuante e a carga de projeto, ou quando avaliada a variação do coeficiente de descarga também para a mesma razão. Descartando-se esta vazão, a média das diferenças apresentadas no Apêndice B resulta em 0,51 % com valor máximo de 2,22 %.

No Apêndice B, o distanciamento dos resultados apresentados pelo modelo computacional, e conseqüentemente do modelo físico, das principais referências bibliográficas, em termos de coeficiente de descarga e correção destes para cargas distintas da carga de projeto, para cargas atuantes maiores que a carga de projeto,

pode indicar que algum outro fator além da carga hidráulica total, como a velocidade no canal de aproximação, possa exercer uma significativa influência no valor do coeficiente de descarga.

De acordo com os resultados obtidos, se o interesse do estudo computacional for o da capacidade de descarga da estrutura, o modelo de turbulência utilizado não desempenha papel fundamental na solução. Efetivamente, o contorno da estrutura é a característica mais determinante que os efeitos de viscosidade. Esse fato é comprovado quando, mesmo sem a utilização de qualquer modelo de turbulência, ocorrem oscilações de pressões e recirculação a jusante da crista do vertedouro.

Analisando as pressões, a não utilização de um modelo de turbulência apresenta resultados melhores do que se escolhido um modelo de turbulência inadequado, como se mostraram os modelos algébrico e de uma equação.

Considerando as variáveis apresentadas na equação 2.2 de coeficiente de arraste de corpos imersos, os resultados para a geometria simulada apontam que, para uma dada vazão: a rugosidade e os efeitos viscosos tem papel pouco importante no efeito da separação; o número de Reynolds, comparado nas simulações de efeitos de escala, apenas desloca a região de separação; e a forma da estrutura vertente é o fator preponderante para a ocorrência de separação. Desta maneira, mais importante que o modelo de turbulência escolhido, é a representação da geometria do vertedouro com uma malha de solução discreta.

## 5.2 OPERAÇÃO DE VERTEDOURO COM ALTO GRAU DE SUBMERGÊNCIA

Nas simulações realizadas foi utilizada a escala 1:70 segundo os critérios de semelhança de Froude, conforme modelo físico utilizado como base comparativa, afastando assim a possibilidade de ocorrerem efeitos de escala na comparação dos resultados do modelo computacional com os do modelo físico.

A simplificação aplicada no primeiro estudo de caso de redução para um problema bidimensional não pode ser empregada neste estudo para efeitos de submersão, uma vez que as velocidades no canal de aproximação precisam ser respeitadas para que os níveis de montante e o tipo do ressalto hidráulico possam ser adequadamente produzidos. Desta maneira, as simulações computacionais contemplaram um vão completo do vertedouro, isto é, de eixo a eixo dos pilares.

Os limites laterais da simulação posicionados no eixo dos pilares validam a condição de contorno de simetria aplicada. A montante, a vazão estipulada foi de  $0,0882 \text{ m}^3/\text{s}$ , correspondente à capacidade de descarga de um vão, limitada ao nível do reservatório descontado da parcela da energia cinética, ambos apresentados na Tabela 4.2.

No modelo computacional, o nível de jusante foi imposto por uma soleira terminal, como apresentado na Figura 5.21. O comprimento total de simulação foi de 9,425 m, sendo 1,425 m a montante da crista e 5 m a jusante até a soleira. A elevação máxima da malha de solução foi igual a 1,545 m, cerca de 15 cm acima dos níveis máximos de água esperados. Os limites da simulação são representados na Figura 5.21 pelo contorno azul.



Figura 5.21 - Limites da simulação para o caso com alto grau de submergência

Como situação inicial, foi estipulado um volume de água com elevação igual à elevação de entrada (representado pela região azul na Figura 5.21) e com velocidade inicial de  $0,5 \text{ m/s}$  no sentido do fluxo. Esta condição foi imposta com a finalidade de agilizar a convergência do modelo matemático.

Inicialmente, foi estabelecida uma malha com células cúbicas de  $2,50 \text{ cm}$  (ou  $1,75 \text{ m}$  em escala de protótipo) ao longo de todo o modelo, com exceção da região da soleira de controle de jusante, onde a malha foi refinada para células com  $1,25 \text{ cm}$  (ou  $0,875 \text{ m}$  em escala de protótipo).

Essas condições apresentadas foram utilizadas para as três geometrias simuladas, sendo ajustada a elevação da soleira de controle sempre que necessário.

### 5.2.1 Calibragem

Uma vez que a caracterização do escoamento em termos de níveis de água e de pressões no modelo físico foi feita apenas para a Alternativa 02 de perfil

vertente, esta foi a geometria utilizada no processo de calibragem. Com base nas coordenadas dos pontos de medição apresentadas no Anexo B, foram inseridos pontos de medição no modelo computacional a fim de comparar os resultados obtidos neste com os resultados apresentados no modelo físico.

Sendo o perfil escolhido para a calibragem aquele que não apresentou zonas de separação nos testes de modelo físico, foi necessário apenas um bloco interno adicional ao longo do perfil vertente para a reprodução adequada dos dados comparados. A malha inicial de 2,50 cm foi refinada para 1,25 cm em uma região iniciado 20 centímetros antes da crista e terminando 70 cm depois desta, compreendendo todo o perfil vertente, desde o paramento de montante até a contracurva de jusante, abrangendo também toda a extensão dos pilares laterais.

Inicialmente, foi necessário representar o nível de água de jusante como utilizado no modelo físico. A elevação de 1,3814 m foi imposta por uma soleira ao final da geometria e foi monitorada por um ponto de medição posicionado 4,29 m a jusante da crista do vertedouro, mesma localização monitorada no modelo físico.

Os níveis de água obtidos no modelo computacional são apresentados na Figura 5.22 e representam os níveis médios ao longo do tempo, em contraposição com os níveis medidos no modelo físico. Na aproximação e na restituição do fluxo, as diferenças de níveis de água não são perceptíveis graficamente, havendo uma maior diferença apenas na região do ressalto hidráulico. A malha computacional de 2,50 cm resultou em oscilações mais expressivas nesta região, com variações positivas e negativas com relação ao medido no modelo físico. Como é apresentado no Apêndice D, a diferença máxima foi de 2,9 cm. Para a malha de 1,25 cm o ressalto hidráulico mostrou-se menos oscilatório e com níveis de água mais próximos dos medidos no modelo físico, sobrelevando-se cerca de 1,2 cm na distância de 50 cm a jusante da crista, apresentando um comportamento mais suave que os níveis levantados na instalação física. Na referida figura é ainda apresentado a malha de solução final utilizada, em que as células menores, mais próximas do vertedouro, estão contidas no segundo bloco de solução adicionado e representam a malha de 1,25 cm, enquanto os elementos mais afastados da crista são referentes ao bloco com malha de 2,50 cm.

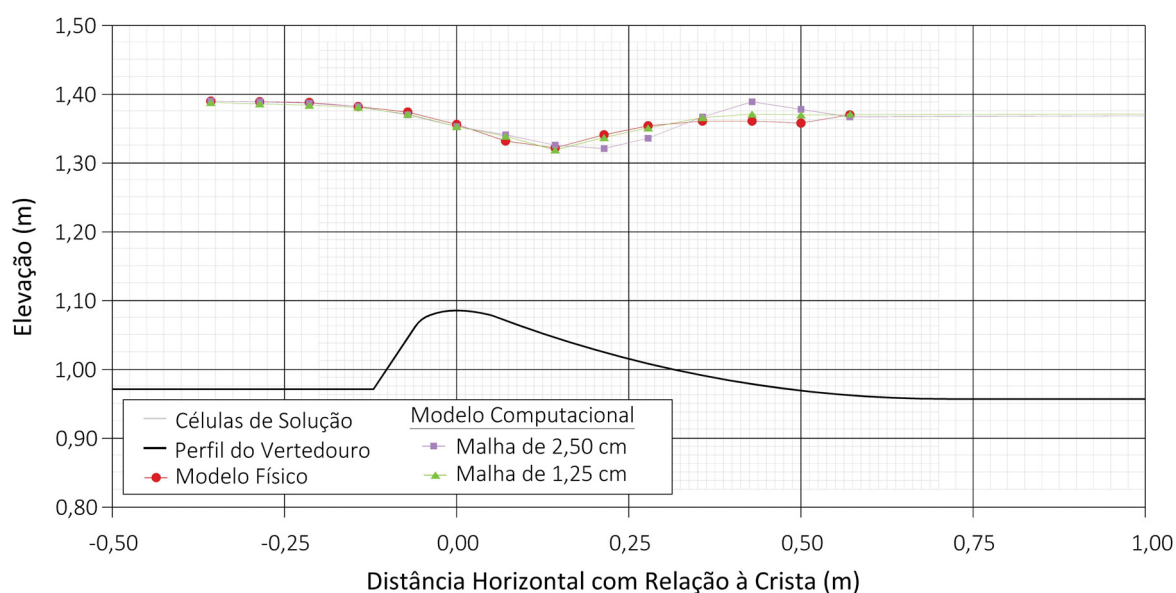


Figura 5.22 - Comparativo de linha d'água para o caso com alto grau de submergência

Ainda no Apêndice D, é possível perceber que o ganho de qualidade nos resultados para a malha menor são percebidos na região do ressalto hidráulico, entre os pontos 5 e 14, onde a malha menos refinada apresenta variações maiores com relação ao modelo físico, fazendo com que o desvio padrão e o erro médio quadrático da malha com 2,50 cm sejam, respectivamente, aproximadamente duas e cinco vezes maiores que os resultados da malha com 1,25 m.

Além da melhora na aderência dos níveis de água ao longo do ressalto hidráulico para a malha mais fina, entende-se que esta malha deve representar melhor a formação da zona de separação quando simulada a Alternativa 01 de perfil, como visto para as simulações do estudo de caso com alta carga hidráulica.

Quanto às cotas piezométricas, houve uma sensível melhora na aderência das medições do modelo físico com a utilização da malha mais discretizada, principalmente próximo à crista do vertedouro, como pode ser visto na Figura 5.23. No ponto com a menor pressão, a diferença para a malha de 1,25 cm foi de 0,2 cm, enquanto que para a malha de 2,5 cm foi de 1,4 cm. Cerca de 14 cm a jusante da crista, não são percebidas graficamente diferenças entre as malhas utilizadas.

A pouca diferença entre as malhas em termos de pressão é explicada pela ausência de zona de separação e, portanto, uma variação mais gradual na distribuição de pressões. Entretanto, na região em que existe variação mais brusca, como após o paramento de montante, a malha final apresentou resultados mais próximos dos medidos em modelo físico, indicando que é mais sensível a variações



de pressões que espera-se que ocorra na zona de separação para a Alternativa 01 de vertedouro.

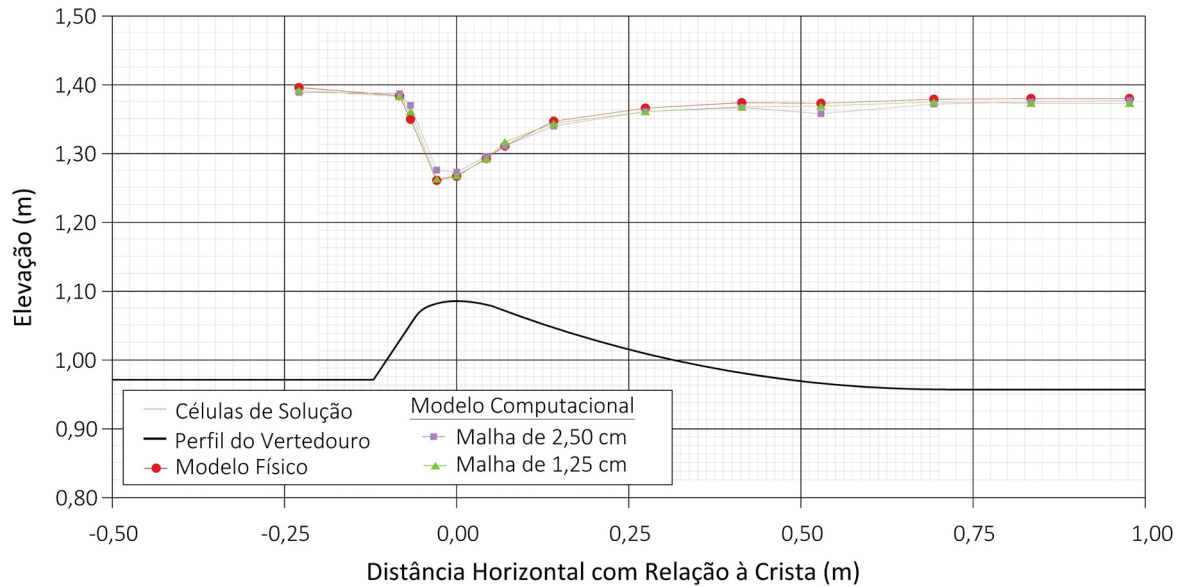


Figura 5.23 - Comparativo de cotas piezométricas para o caso com alto grau de submergência

A malha final definida, com dois tamanhos de células e três blocos, é apresentada com mais detalhe na Figura 5.24. As células com 2,50 cm foram utilizadas na região do vertedouro e na soleira de controle de níveis, enquanto que a malha de 1,25 cm foi utilizada nas demais regiões.

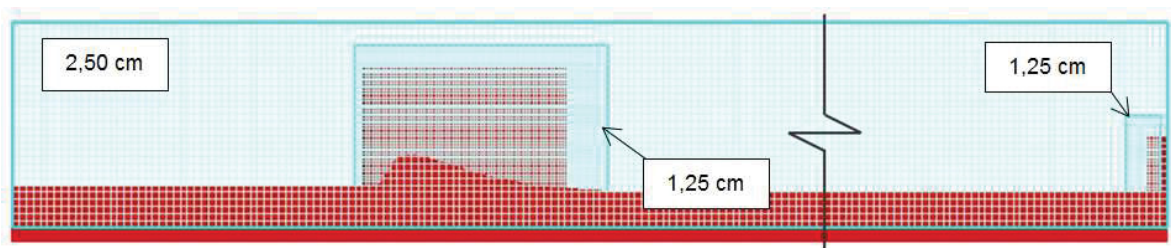


Figura 5.24 - Células de solução para o caso com alto grau de submergência

De grande importância na verificação do comportamento hidráulico de vertedouros está a capacidade de descarga da estrutura, tendo este sido comparado entre a malha computacional calibrada e o modelo físico. Como mostrado na Tabela 5.3, o nível médio do reservatório obtido pelo modelo computacional calibrado foi 0,4 cm menor que o nível obtido no modelo físico. Traduzido em termos de

coeficiente de descarga, o valor calculado no modelo computacional foi 1,7 % maior que o medido no modelo físico.

Tabela 5.3 - Comparativo do coeficiente de descarga para o caso com alto grau de submergência

Modelo Físico		Modelo Computacional Calibrado		Diferença Relativa (%)
Nível Médio do Reservatório (m)	Coeficiente de Descarga	Nível Médio do Reservatório (m)	Coeficiente de Descarga	
1,412	1,66	1,408	1,69	1,70

Com base nos resultados apresentados, considera-se que o modelo computacional está apropriadamente calibrado para a Alternativa 02 de perfil. Como não se dispõe de informações detalhadas para a Alternativa 01, os resultados computacionais entre as duas alternativas serão apenas comparados, buscando-se avaliar a formação de zona de separação conforme ocorrido nos testes físicos, mantendo-se a malha calibrada, definida para a Alternativa 02 e representada na Figura 5.24.

### 5.2.2 Comparativo das Alternativas

Com o modelo calibrado, o perfil geométrico do modelo computacional correspondente à Alternativa 02 foi substituído pelo perfil da Alternativa 01 e os níveis de água e cotas piezométricas entre as duas alternativas de perfil foram confrontados.

Como pode ser visto na Figura 5.25, para a alternativa com desenvolvimento maior do perfil Creager os níveis de água no canal de aproximação são pouco superiores, cerca de 0,4 cm, que os níveis com uma contracurva mais longa. Essa sobrelevação indica a menor capacidade de descarga da Alternativa 01. O início do ressalto hidráulico para esta alternativa ocorre cerca de 7 cm mais a jusante e com uma oscilação de níveis mais acentuada.

Apesar das diferenças apontadas, o aspecto geral da superfície livre para as duas alternativas é muito próximo, sendo desenvolvido um ressalto hidráulico do Tipo IV (BRADLEY 1945, *apud* DETTMER, 2013) em ambas as situações.



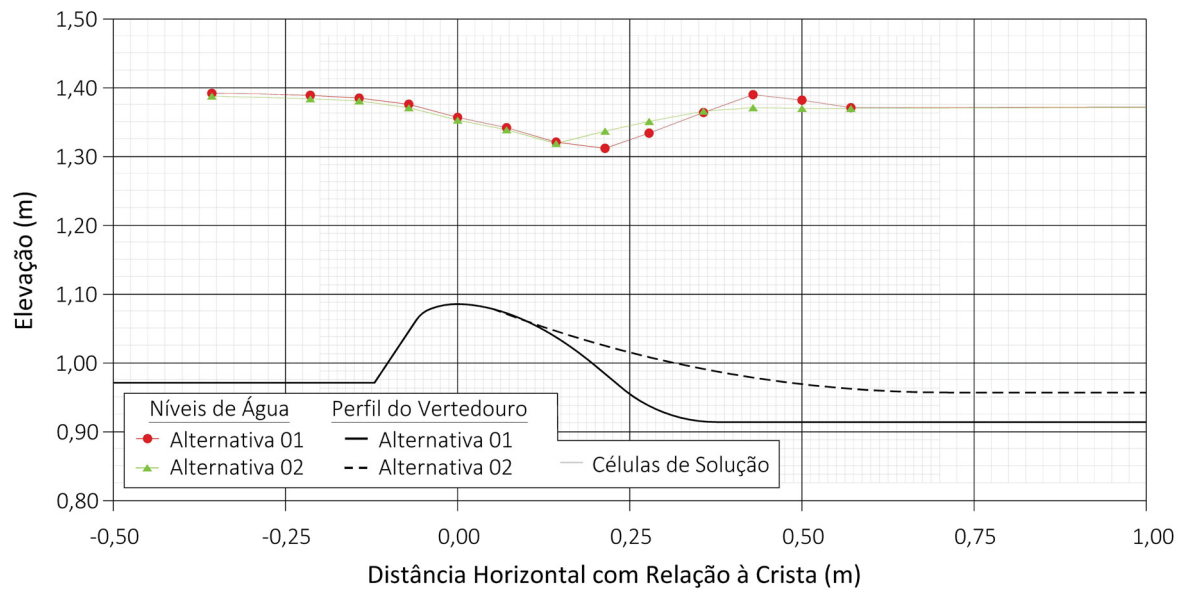


Figura 5.25 - Comparativo de níveis de água entre as alternativas de perfil

A semelhança encontrada nos níveis de água não é refletida nas pressões. Como pode ser visto na Figura 5.26, a utilização do perfil Creager sem uma alongada contracurva acarreta na ocorrência cotas piezométricas mais elevadas na região de encontro do perfil vertente com o canal de jusante.

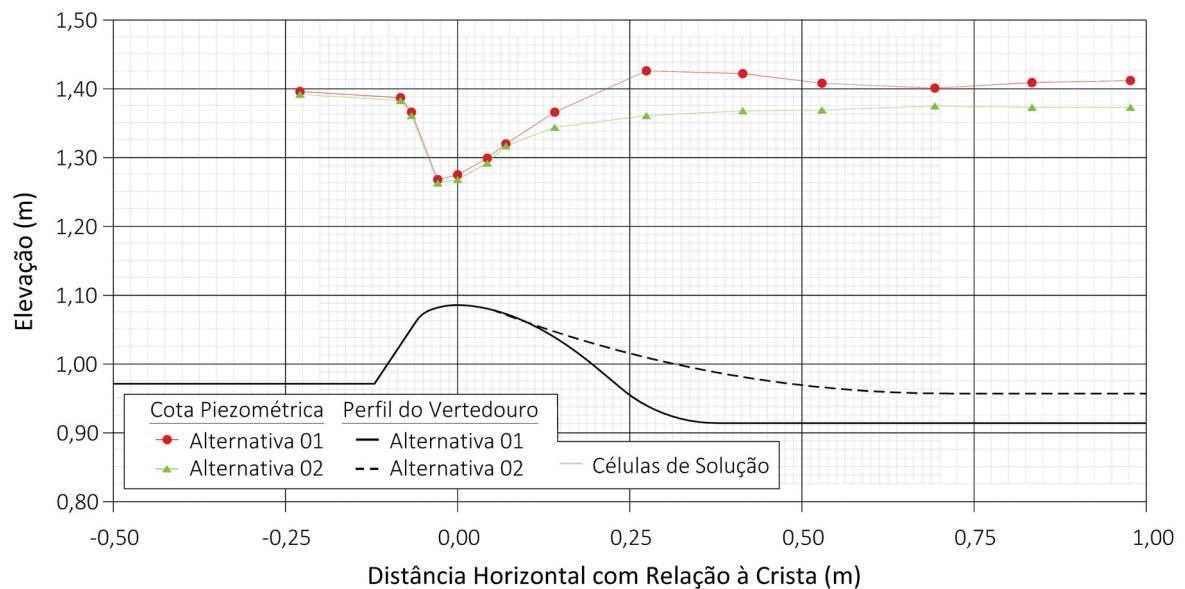


Figura 5.26 - Comparativo de níveis de cotas piezométricas entre as alternativas de perfil

As pressões para as duas alternativas seguem inicialmente o mesmo traçado, com pressões pouco maiores para a Alternativa 01, ocasionadas pelo maior

nível de água calculado para esta alternativa. Esta aderência entre as pressões segue até aproximadamente 10 cm a jusante da crista, onde há a ocorrência de pressões maiores para o perfil com canal de restituição mais baixo. A diferença de pressão entre os dois perfis cresce até a distância de 30 cm, local onde a cota piezométrica da Alternativa 01 atinge a maior elevação, correspondente a 1,426 m, cerca de 6 cm acima da cota piezométrica para o segundo perfil. Após esse ponto a diferença diminui, mantendo-se quase constante em 3 cm até onde se tinham pontos de medição do modelo físico.

Se avaliada a distribuição de velocidades absolutas para as duas alternativas, fica clara a aderência do fluxo ao perfil do vertedouro na Alternativa 02, enquanto que na Alternativa 01 ocorre uma zona de baixas velocidades imediatamente a jusante da crista, em uma camada com espessura próxima a diferença de elevação entre a crista e o canal de jusante. Esse comportamento é representado na Figura 5.27, em que a escala de cor representa as velocidades absolutas do escoamento.

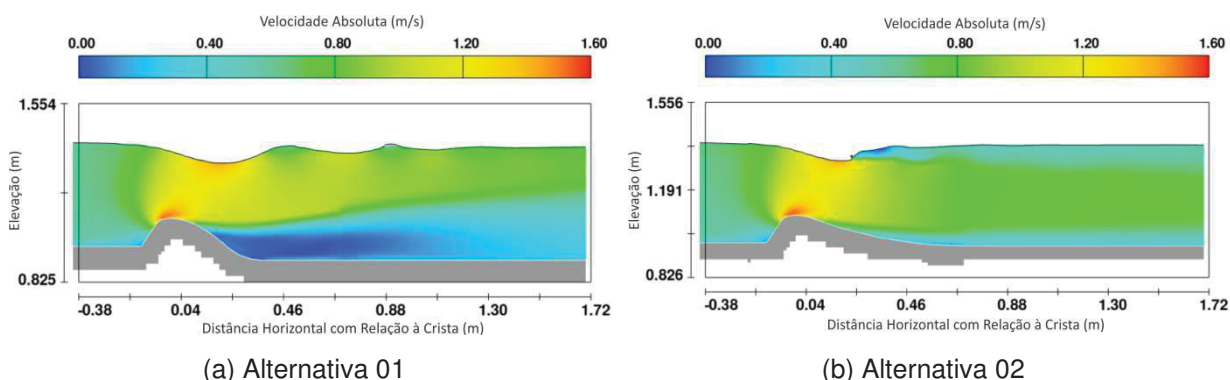


Figura 5.27 - Comparativo do aspecto do escoamento entre as alternativas de perfil

Para ambos os perfis vertentes a distribuição de velocidades é bastante semelhante até pouco a jusante da crista. O paramento de montante inclinado diminui a ocorrência de velocidades baixas no encontro entre o canal de aproximação e este, com a velocidade máxima do escoamento ocorrendo junto à crista. Após a crista fica clara a diferença entre as duas alternativas. Enquanto para a Alternativa 01, mostrada na Figura 5.27 (a), as velocidades máximas se concentram na parte superior da profundidade de fluxo, na Alternativa 02, mostrada na Figura 5.27 (b), há uma distribuição mais uniforme da velocidade no canal de restituição. É interessante notar também a semelhança entre a condição de ressalto

hidráulico do Tipo IV apresentada por Bradley (1945, *apud* Dettmer, 2013) para um perfil Creager clássico e o simulado no modelo computacional para a Alternativa 01. Apesar do ressaltado hidráulico para a Alternativa 02 também ser completamente afogado, este apresenta oscilações menores da superfície livre, provavelmente explicadas pela existência da contracurva no perfil vertente.

Como critério de comparação para a Alternativa 01 entre o modelo computacional e o modelo físico, pode ser avaliada a capacidade de descarga medida no modelo físico e apresentada na Tabela 4.2 em termos de nível de energia a montante e coeficiente de descarga.

Assim como para a Alternativa 02, nesta simulação o modelo computacional superestima a capacidade de descarga, em comparação com o modelo físico. Conforme apresentado na Tabela 5.4, a diferença relativa entre os modelos é de 1,90 %, próximo do valor apresentado para a alternativa utilizada na calibragem do modelo matemático.

Tabela 5.4 - Comparativo do coeficiente de descarga para o caso com alto grau de submergência (Alternativa 01)

Modelo Físico		Modelo Computacional Calibrado		Diferença Relativa (%)
Nível Médio do Reservatório (m)	Coeficiente de Descarga	Nível Médio do Reservatório (m)	Coeficiente de Descarga	
1,416	1,63	1,411	1,66	1,90

O coeficiente de descarga obtido no modelo computacional é um bom indicativo da capacidade do programa em reproduzir os resultados do modelo físico, reforçando a possibilidade de utilizar CFD para avaliação da ocorrência da zona de separação percebida nos testes realizados no modelo físico.

### 5.2.3 Ocorrência da Zona de Separação

A ocorrência da forte zona de separação percebida nos testes do modelo físico para a Alternativa 01 pode ser observada também no modelo computacional quando se avalia a distribuição velocidades do fluxo, principalmente na direção do sentido predominante do escoamento.

A distribuição de velocidades horizontais, representada na escala de cor, é mostrada na Figura 5.28. No ponto de encontro entre o perfil vertente e o canal de jusante é notada uma região com velocidades negativas, isto é, contrárias ao sentido prevalente do fluxo, indicada pela cor azul, com valor máximo de 0,06 m/s. Cerca de 1,00 m a jusante da crista, e após a região com velocidades negativas, ainda é possível perceber uma forte variação da distribuição de velocidades ao longo da profundidade, evidenciada pela fina camada de fluxo com velocidade de 0,70 m/s, evidenciada pela cor verde e que se desenvolve desde a crista do vertedouro ascendendo na medida em que se olha mais para jusante, indicando uma rápida variação da velocidade entre a metade inferior e a metade superior do fluxo.

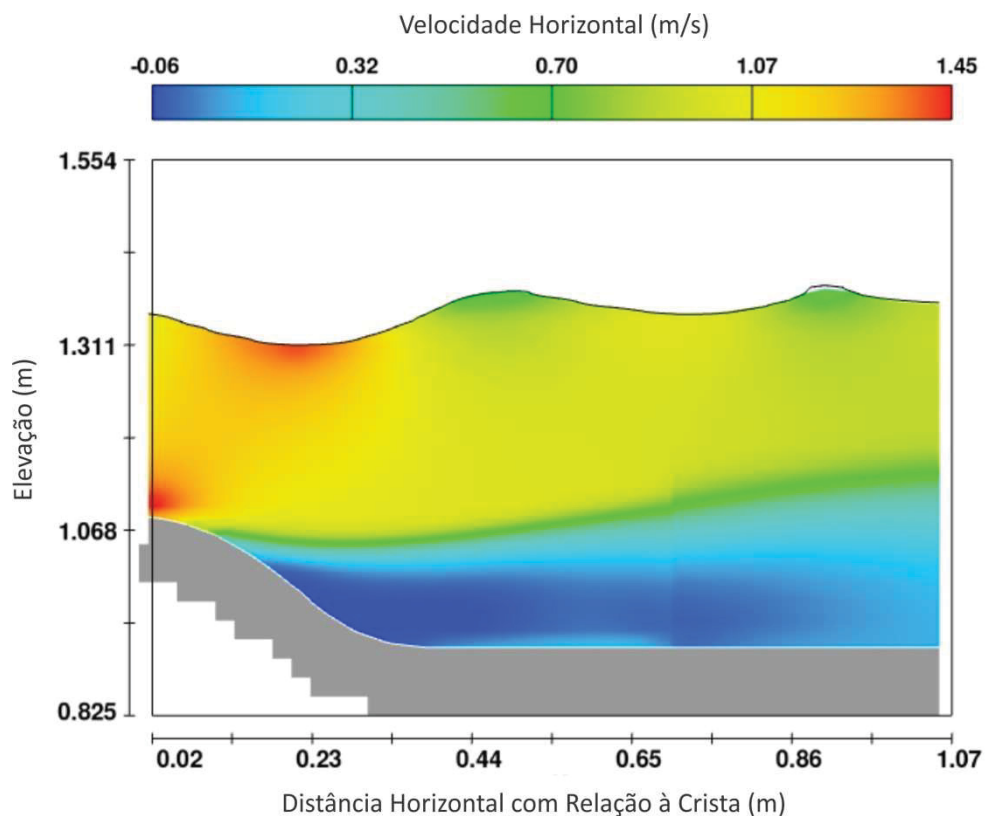


Figura 5.28 - Distribuição de velocidades horizontais

Detalhando a região a jusante e abaixo da crista é possível notar uma zona de separação com a formação de um redemoinho com aproximadamente 40 cm de comprimento, como evidenciam as setas indicadoras do sentido de fluxo na Figura 5.29, que inicia cerca de 15 cm a jusante da crista do vertedouro. A jusante, um segundo redemoinho de menor intensidade também é formado. Este segundo redemoinho justifica a ascendência da região em verde percebida na Figura 5.28.

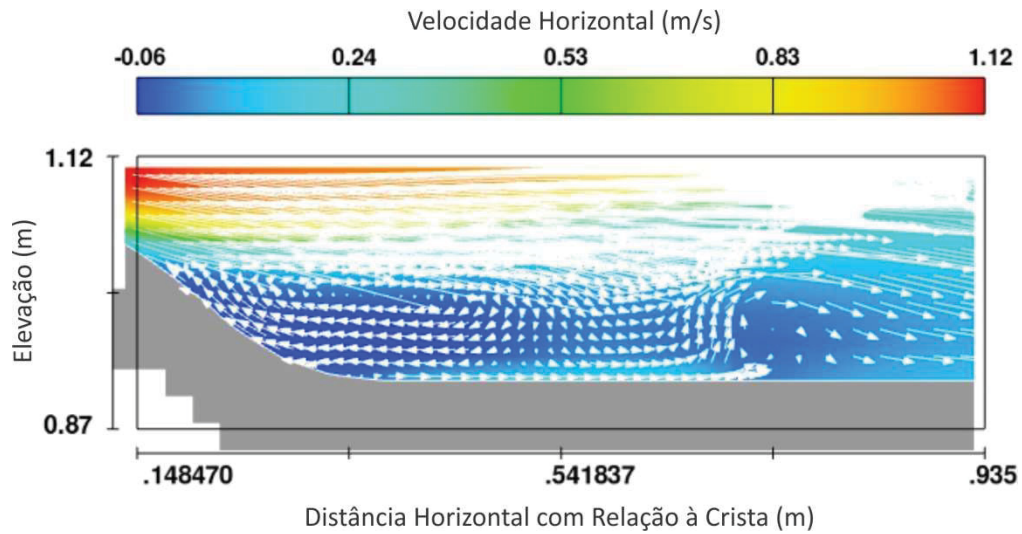


Figura 5.29 - Detalhe da zona de separação

Os efeitos do contorno do perfil do vertedouro no escoamento podem ser avaliados pelos perfis de velocidades horizontais ao longo da profundidade, como mostrados na Figura 5.30. No canal de aproximação, o perfil de velocidades é próximo do teórico, com efeito da camada limite, com velocidade máxima de 0,63 m/s, como mostrado na distância de 36 cm a montante da crista. No segundo perfil, a existência da crista resulta na aceleração das camadas inferiores do escoamento, resultando em uma velocidade máxima de 1,49 m/s.

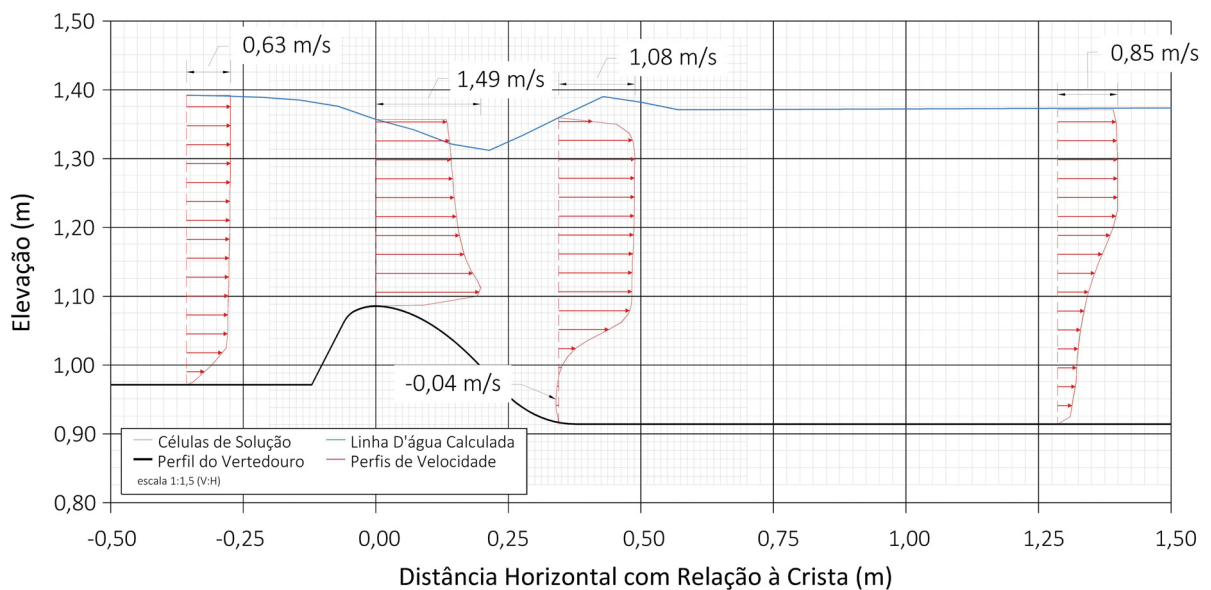


Figura 5.30 - Perfis de velocidade para o caso com alto grau de submersão

Na referida figura, o perfil posicionado no encontro da contracurva com o canal de jusante deixa clara a formação de uma zona de recirculação, com velocidade negativa máxima de 0,04 m/s localizada 23 cm acima do fundo do canal, sendo que o ponto de velocidade zero ocorre aproximadamente 70 cm acima do fundo. O perfil posicionado 1,29 m distante da crista para jusante demonstra a variação da distribuição de velocidades causada pelo segundo redemoinho, resultando em velocidades maiores concentradas na parte superior do escoamento. Na Figura 5.30, uma escala horizontal de 25,0 cm corresponde a uma velocidade de 2,2 m/s.

Avaliando-se as linhas de corrente apresentadas na Figura 5.31 é possível perceber que o fluxo vindo do canal de aproximação escoando seguindo o contorno do paramento de montante inclinado até pouco a jusante da crista, passando a haver a separação na região da contracurva e encontro com o canal de jusante. Próximo da superfície é evidenciado o escoamento do Tipo IV conforme a categorização de Bradley (1945, *apud* Dettmer, 2013), pois não há recirculação abaixo das ondulações formadas na superfície.

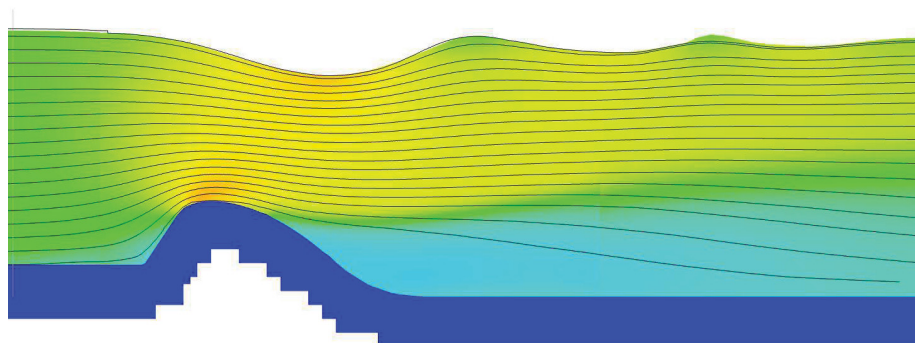


Figura 5.31 - Linhas de corrente

#### 5.2.4 Efeitos do Quadrante de Jusante do Perfil do Vertedouro

Conforme apresentado no item 2.2 e detalhado no Apêndice A, o perfil sugerido por Creager (1917) foi definido como o traçado da lâmina inferior para um jato escoando livremente sobre uma placa delgada. Portanto, é de se esperar que este não seja o perfil ideal em um vertedouro com alto grau de submergência, fato esse que levou o desenvolvimento da Alternativa 02 de perfil vertente.



A influência do perfil proposto por Creager (1917) também foi analisada no modelo computacional por meio da simulação de um perfil em que todo o quadrante de jusante foi retirado, sendo ligada a crista do vertedouro ao canal de restituição por uma parede vertical, como mostra a Figura 5.32. Nesta simulação, buscou-se avaliar os impactos da remoção deste quadrante de jusante nos níveis de água, principalmente a montante do vertedouro.

Pelos resultados de níveis de água apresentados na Figura 5.32, percebe-se que a inexistência de qualquer perfil hidráulico a jusante da crista acarreta na elevação dos níveis de água a montante em aproximadamente 2,0 cm. Esta diferença mantém-se praticamente constante até 17 cm a jusante da crista, onde houve a formação do ressalto hidráulico na simulação com o quadrante de jusante do perfil do vertedouro. Sem este perfil, o ressalto hidráulico ocorre 19 cm mais a jusante e com menores oscilações da superfície livre.

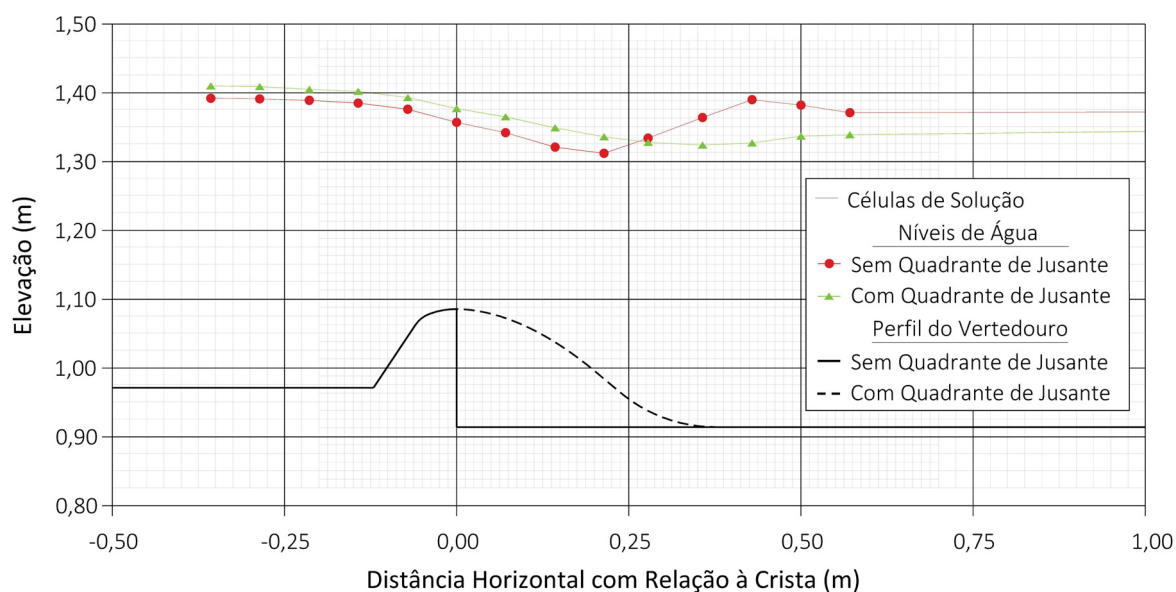


Figura 5.32 - Estudo da influência do quadrante de jusante do perfil do vertedouro nos níveis de água

Pelos resultados, pode-se entender que a remoção dos 10 m iniciais do quadrante de jusante, onde ainda não há a formação da zona de separação, tem impactos significativos na capacidade de descarga do vertedouro. Isto significa que, por mais que exista a formação da zona de separação na utilização do perfil conforme proposto por Creager (1917), esta ocorre mais a jusante do que na não utilização de qualquer perfil.

Esta constatação é reforçada pela Figura 5.33, onde nota-se que a não utilização do quadrante de jusante levou ao aumento da pressão na crista em pouco mais que 0,06 mca e a 4 cm a jusante da crista em 0,20 mca. Este aumento de pressões é o responsável pela perda de capacidade de descarga da estrutura.

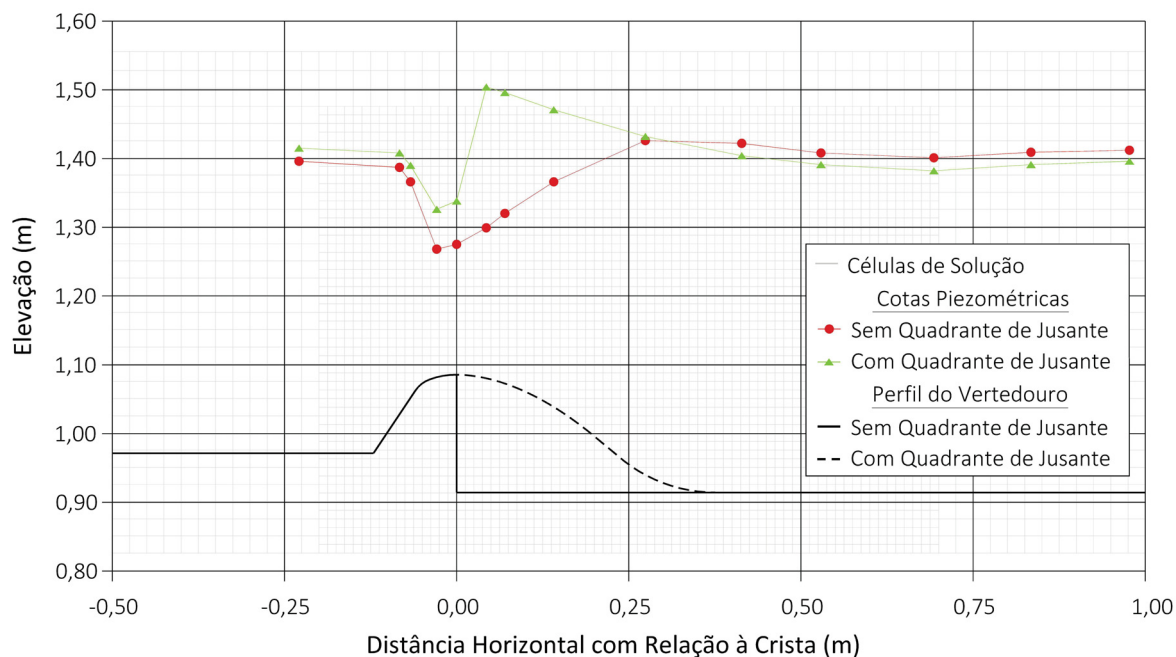


Figura 5.33 - Comparativo de cotas piezométricas no estudo da influência do quadrante de jusante do perfil do vertedouro

A capacidade de descarga da estrutura sem o quadrante de jusante reduziu aproximadamente 8 %, passando de um coeficiente de descarga simulado da Alternativa 01 de 1,66 para 1,54.

Na Figura 5.34 são apresentadas as distribuições de velocidades absolutas nas considerações com e sem quadrante de jusante. Para a simulação sem quadrante há uma concentração de maiores velocidades na parte superior do escoamento após a crista, justificada por uma zona de separação maior. A superfície livre também pode ser analisada, comparando-se a formação de ressalto hidráulico com maiores oscilações com a presença do quadrante de jusante.



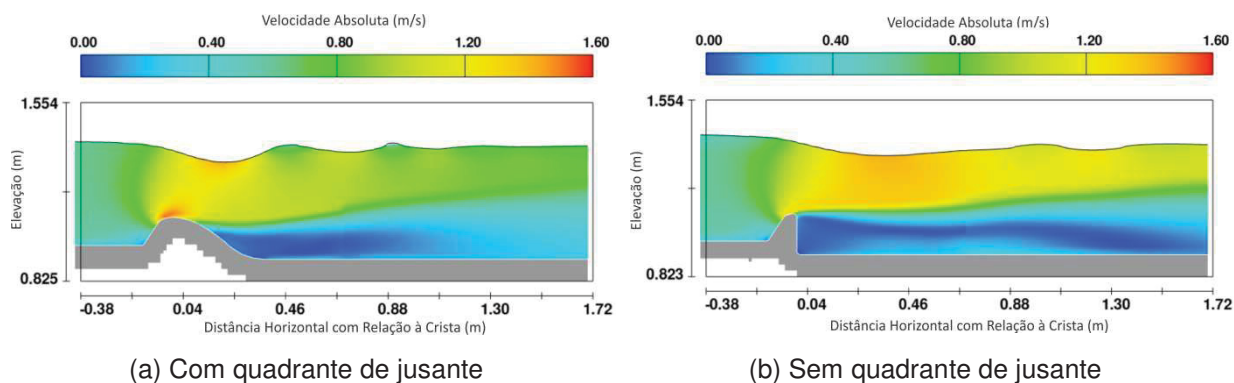


Figura 5.34 - Influência do quadrante de jusante do perfil do vertedouro no aspecto do escoamento

As linhas de corrente do escoamento sem o quadrante de jusante são apresentadas na Figura 5.35, onde se pode perceber a espessura da zona de separação, correspondente a toda a região de 17 cm entre a crista e o canal de jusante. Apenas cerca de 1,6 m a jusante da crista é que o escoamento volta a ocorrer no sentido predominante do fluxo ao longo de toda sua profundidade.

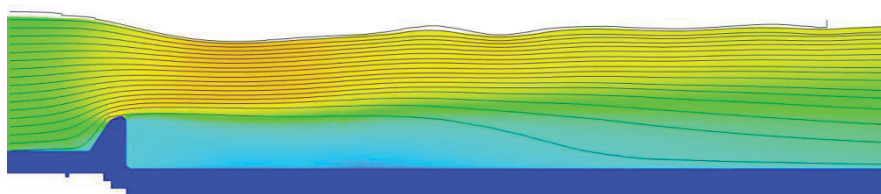


Figura 5.35 - Linhas de corrente para a simulação com perfil de vertedouro sem quadrante de jusante

## 5.2.5 Síntese dos Resultados

O programa demonstrou ter a eficiência necessária para simular as condições impostas, com resultados adequados em termos de capacidade de descarga para as situações simuladas.

A baixa capacidade de descarga de vertedouros com alto grau de submergência por jusante é justificada pelas pressões positivas que ocorrem ao longo da estrutura vertente, ocasionadas pela posição do canal de jusante e, principalmente, pelo elevado nível de água neste canal. Assim sendo, a concepção do perfil vertente deve passar pela busca do traçado com as menores pressões possíveis.

Conforme apresentado no Apêndice A, a metodologia utilizada para o traçado deste perfil é a representação da lâmina inferior de um fluxo escoando

livremente por uma placa delgada sem qualquer interferência por jusante. Isto significa que a utilização de um perfil conforme proposto por Creager (1917) não é adequada para a condição de alto grau de submergência por jusante.

Os resultados apresentados indicam que apenas o início do perfil conforme proposto por Creager (1917) é conveniente, sendo necessário suavizar este perfil para jusante de maneira que não ocorra a falta de aderência do fluxo junto ao perfil vertente.

Na simulação com a retirada de todo o quadrante de jusante, não foi possível observar um traçado natural da porção inferior do fluxo que indique um perfil mais apropriado, conforme realizado por Creager (1917) para vertedouros sem influência das condições de jusante.

Uma alternativa para determinação do traçado ótimo para o perfil vertente nessas condições de submergência por jusante talvez possa ser baseada na busca de uma geometria limite para a condição de separação. Pela facilidade na substituição da geometria vertente em um modelo computacional e especialmente pelos resultados apresentados, o programa *FLOW-3D* demonstra potencial de uso para esta finalidade.

## 6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

No estudo apresentado, objetivou-se reproduzir o fenômeno da separação a jusante de cristas de vertedouros de superfície em um modelo computacional tridimensional. Como base comparativa foram utilizados resultados de simulações em modelos físicos reduzidos onde foi possível constatar a existência de zonas de separação.

O programa escolhido para as simulações computacionais mostrou-se capaz de reproduzir o efeito de separação nas duas abordagens realizadas. A primeira foi a formação da zona de separação em um vertedouro de superfície para a operação de uma carga hidráulica quase três vezes maior do que a de projeto, enquanto na segunda abordagem, a separação ocorre por influência do elevado grau de submergência por jusante.

Nos dois casos simulados, o aspecto da zona de separação formada no modelo computacional mostrou-se compatível com a teoria e com o analisado no modelo físico. A variação no perfil de pressões causada pela separação, com consequente impacto na capacidade de descarga e no perfil de linha d'água, foi verificada, reproduzindo a mesma variação medida em modelo físico. As distribuições de velocidades e as direções do escoamento foram apresentadas, evidenciando a formação dos vórtices na região de separação com velocidades máximas (contrárias ao sentido predominante do fluxo) iguais a 0,19 m/s e 0,06 m/s, para o primeiro e segundo estudo de caso respectivamente.

O modelo computacional reproduziu adequadamente os efeitos do contorno das estruturas vertentes nos perfis de velocidades do fluxo ao longo da profundidade, em acordo com os perfis teóricos e reforçando a existência das regiões de recirculação a jusante das cristas dos vertedouros.

Os modelos numéricos foram calibrados com base nas medições de nível de água e cotas piezométricas levantados no modelo físico, conduzindo a diferenças no coeficiente de descarga menores que 1 % e 2 %, para o primeiro e segundo estudo de caso, respectivamente, entre o simulado computacionalmente e o obtido na estrutura física.

A discretização da malha na região de separação mostrou-se importante na reprodução de fenômeno de separação e na avaliação dos impactos causados, como oscilações de pressão e diminuição da capacidade de descarga,

principalmente no primeiro estudo de caso, em que a zona de separação tem dimensões menores. Portanto, para a definição da malha de solução, deve-se avaliar as condições hidráulicas do escoamento e atentar para os possíveis locais de formação da zona de separação.

Os modelos de turbulência disponíveis no programa foram testados quanto à sua capacidade em reproduzir a zona de separação, com os modelos RANS de duas equações tendo resultados mais próximos aos medidos no modelo físico, simulando a zona de separação, enquanto os modelos de uma equação e algébrico não foram capazes de reproduzir o efeito. Devido ao tamanho das células de solução, o modelo LES também demonstrou a criação da zona de separação, mas com intensidade e localização variáveis ao longo tempo, semelhante a não utilização de qualquer modelo de turbulência, que acarretou em uma instabilidade pouco maior do programa. Dentre os modelos disponíveis, sugere-se a utilização do modelo RNG, pois este além de simular a separação, aproximou-se mais dos níveis de água e cotas piezométricas medidos no modelo físico.

Uma vez que as simulações matemáticas foram feitas com as mesmas dimensões do modelo físico reduzido e segundo o mesmo critério de semelhança, o efeito de escala para o primeiro estudo de caso foi investigado. Apesar do aspecto da zona de separação ser variável com o número de Reynolds, as diferenças de escala obtidas restaram-se apenas no deslocamento da zona de separação em aproximadamente 2 cm para jusante na escala de protótipo. Esta pouca diferenciação credita-se à característica de escoamento turbulento rugoso compartilhada em ambas as escalas e também, a saber, que, como a exemplo do fator de resistência de corpos imersos, a variação da zona de separação é tão menor quanto maior for o número de Reynolds.

Para o caso com alto grau de submersão, o quadrante de jusante do perfil vertente mostrou-se de extrema importância na formação da zona de separação. A existência de uma contracurva eliminou por completo a zona de separação percebida para o perfil Creager clássico. Ainda assim, a existência de um trecho de 25 cm a jusante da crista, até a separação do fluxo, mostrou-se importante na capacidade de descarga do vertedouro, visto que a remoção completa do quadrante de jusante do perfil acarretou e uma zona de separação mais severa do ponto de vista de capacidade de descarga. Este resultado pode indicar que, ao contrário do perfil clássico para vertedouros de ogiva alta, o traçado do perfil vertente para

vertedouros de baixa queda deve passar não pela reprodução das linhas de corrente naturais do fluxo, mas sim por um perfil que explore a aderência do fluxo, evitando a separação e melhorando as condições de descarga.

Considerando que o aspecto da zona de separação é função do número de Reynolds e este, por sua vez, é função da velocidade de aproximação e da profundidade do escoamento, como continuação do estudo computacional sugere-se a investigação da ocorrência e aspecto do fenômeno para menores velocidades de aproximação e maiores cargas hidráulicas em valores absolutos.

Propõem-se ainda, que o estudo do perfil vertente para o caso com alto grau de submergência por jusante seja mais amplamente estudado, buscando-se a determinação de um perfil que propicie maior capacidade de descarga, afastando a possibilidade de ocorrência de zonas de separação.

É esperado que a altura e inclinação do paramento de montante sejam determinantes na ocorrência da separação, portanto recomenda-se que a investigação destes parâmetros também seja explorada.

## REFERÊNCIAS

- ABECASIS, F. M. M. Soleiras Descarregadoras. Ministério das Obras Públicas. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa. 1961.
- ARAUJO FILHO, M. F. Modelagem Computacional Tridimensional de Escoamentos em Vertedouros de Baixa Queda. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental. Departamento de Hidráulica e Saneamento. Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 2014.
- BRATER, E. F. KING, H. W. LINDELL, J. E. WEI, C. Y.. Handbook of Hydraulics. McGraw Hill. 7ª Ed. Boston. 1996.
- CEHPAR. Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido da Usina Hidroelétrica Belo Monte. Relatório Técnico. Modelo Seccional do Sítio Pimental. Curitiba. 2011.
- CEHPAR. Estudos Hidráulicos em Modelo Reduzido no Vertedouro da Barragem do rio Aipim. Relatório nº01. Determinação da Distribuição de Pressões na Ogiva. Modelo Parcial. Curitiba. 2001.
- CHANEL, P. G. *An Evaluation of Computational Fluid Dynamics for Spillway Modeling*. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Manitoba. Winnipeg. 2008.
- CHANG, P. K. *Separation of Flow*. Pergamon. Oxford. 1970.
- CORPS OF ENGINEERS. *Hydraulic Design Criteria*. U. S. Army. 1955.
- CREAGER, W. P. *Masonry Dams*. Chapman & Hall. Londres. 1917.
- DETTMER, P. H. C. Estudo da Capacidade de Descarga de Vertedouros de Baixa Queda com Elevado Grau de Submergência. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental. Departamento de Hidráulica e Saneamento. Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 2013.
- FILL, G. C. Modelagem Hidrodinâmica 3D de Escoamentos em Vertedouros. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Recursos Hídricos e Ambiental. Departamento de Hidráulica e Saneamento. Universidade Federal do Paraná. Curitiba. 2011.
- FLOW SCIENCE. *FLOW-3D User Manual*. 2016.

GRUBE, R. FILL, G. M. Modelação Matemática Aplicada a Análises de Obras Hidráulicas. Comitê Brasileiro de Barragens. VI Simpósio Brasileiro Sobre Pequenas e Médias Centrais Hidrelétricas. Belo Horizonte. 2008.

HENDERSON, F. M. *Open Channel Flow*. MacMillan Publishing Co. Inc. Londres. 1966.

POVH, P. H. OTA, J. J. CAMARGO, A. S. G. Verificação Experimental e Numérica das Pressões Sobre um Vertedouro de Ogiva Baixa para o Cálculo de sua Estabilidade. Associação Brasileira de Recursos Hídricos. 2003.

POVH, P. H. ARAUJO FILHO, M. F. VANZ, A. L. Simulação Numérica do Vertedouro da UHE Santo Antônio. Comitê Brasileiro de Barragens. XXIX Seminário Nacional de Grandes Barragens. Porto de Galinhas. 2013.

ROUSE, H. *Fluid Mechanics for Hydraulic Engineers*. Dover Publications Inc. Nova Iorque. 1961.

UNITED STATES BUREAU OF RECLAMATION. *Design of Small Dams*. U. S. Department of Interior. SBS Publishers & Distributors Pvt. Ltd. 3ª Reimpressão Indiana. Nova Déli. 2014

USTA, E. *Numerical Investigation of Hydraulic Characteristics of Laleli Spillway and Comparison with Physical Model Study*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Técnica do Meio-Oeste. 2014.

## APÊNDICE A – DIMENSIONAMENTO DE VERTEDOUROS DE SUPERFÍCIE

### A.1. INTRODUÇÃO

Vertedouros de superfície são as estruturas mais amplamente utilizadas para garantir a segurança de barragens, de modo a descarregar a vazão excedente mantendo o nível de água de um reservatório dentro de uma faixa de níveis pré-estabelecidos. Desta maneira, o cálculo adequado da capacidade de descarga dessas estruturas é de extrema importância.

Segundo Creager (1917), Francis (1883) determinou que a capacidade de descarga para vertedouros de superfície pode ser definida como:

$$Q = CL_e \left[ (h + h_e)^{3/2} - h_e^{3/2} \right] \quad (\text{A.1.1})$$

sendo  $Q$  a vazão ( $\text{m}^3/\text{s}$ ),  $C$  o coeficiente de descarga,  $L_e$  a largura efetiva da estrutura (m),  $h$  a altura de água atuante na crista do vertedouro (m) e  $h_e$  a altura correspondente à velocidade de aproximação (m).

Desprezando a velocidade de aproximação, a equação pode ser reduzida à equação clássica de vertedouros de superfície, definida por Boussinesq (1907, *apud* Chow, 1959):

$$Q = CL_e H^{3/2} \quad (\text{A.1.2})$$

em que  $H$  representa a carga hidráulica (m).

De acordo com Chow (1959), os efeitos da velocidade de aproximação são negligenciáveis quando a altura do paramento de montante ( $p$ ) do vertedouro for maior ou igual a  $1,33H$ .

Alguns autores apresentam a equação na forma:

$$Q = \frac{2}{3} C' \sqrt{2g} L_e H^{3/2} \quad (\text{A.1.3})$$

na qual  $C'$  é o Coeficiente de descarga e  $g$  a aceleração gravitacional ( $\text{m}/\text{s}^2$ ).

A Figura A.1.1 apresenta um perfil típico de um vertedouro de superfície, indicando o paramento de montante  $p$ , a lâmina d'água atuante  $h$ , a parcela da energia cinética  $h_e$  correspondente à velocidade de aproximação e a carga hidráulica total  $H$ .



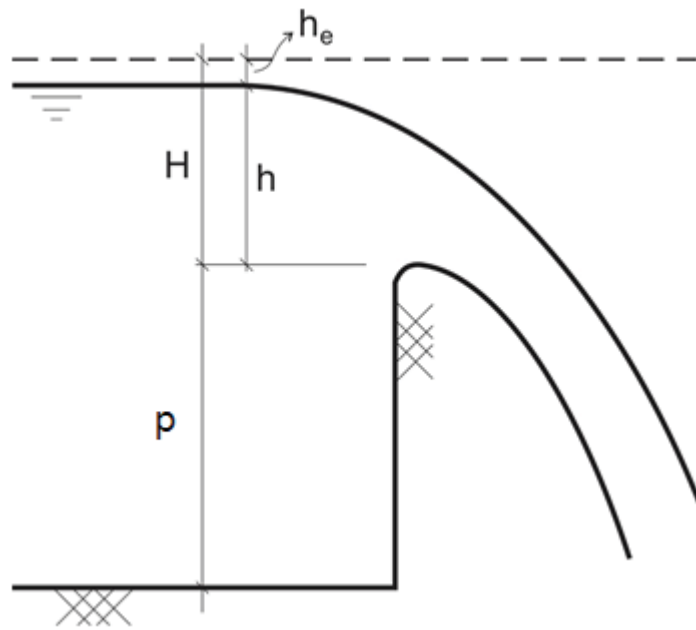


Figura A.1.1 - Vertedouro de superfície

Da equação (A.1.3), avalia-se que o aumento da carga hidráulica é mais significativo que o aumento da largura da estrutura, pois o primeiro é elevado a um coeficiente maior. Esta dedução explica a maior segurança na utilização de vertedouros de superfície quando comparados a descarregadores de fundo, pois um acréscimo de carga além da carga de projeto resulta em um aumento de vazão comparativamente maior.

Um importante termo intrínseco à estrutura é o coeficiente de descarga, que tem valores tipicamente entre 1,5 a 2,3. A determinação correta deste valor merece uma análise mais detalhada e será objetivo do item A.3.

De acordo com Henderson (1966), para vertedouros retangulares, Francis (1883) indicou que a contração lateral ocasionada por cada ombreira do vertedouro era correspondente a um décimo da carga hidráulica, portanto a largura efetiva da estrutura poderia ser calculada subtraindo-se da largura bruta da estrutura ( $L$ ) o correspondente a 20% da carga hidráulica:

$$L_e = L - 0,2H \quad (\text{A.1.4})$$

Chow (1959) apresenta uma equação parecida com a equação (A.1.4), mas explicita a parcela a ser subtraída pelo número de contrações ( $N_c$ ):

$$L_e = L - 0,1N_cH \quad (\text{A.1.5})$$

De uma maneira mais geral, a largura efetiva da estrutura pode ser obtida também em função da presença de pilares ou não na estrutura e do formato dos mesmos, além do formato das ombreiras, utilizando-se a seguinte equação:

$$L_e = L - 2H(NK_p + K_a) \quad (\text{A.1.6})$$

sendo  $N$  o número de pilares,  $K_p$  o coeficiente de contração do pilar e  $K_a$  o coeficiente de contração das ombreiras.

Como mostrado pela equação (A.1.6), a largura efetiva varia com a carga hidráulica, portanto a avaliação de diferentes cargas hidráulica resulta em diferentes larguras efetivas para a estrutura.

Os coeficientes de contração  $K_p$  e  $K_a$  aplicados podem ser aqueles sugeridos por *United States Bureau of Reclamation - USBR* (1960), Tabela A.1.1 e Tabela A.1.2, respectivamente, conforme a geometria da estrutura.

Tabela A.1.1 - Coeficiente de contração dos pilares  
(Fonte: *USBR*, 1960)

Face de Montante do Pilar	Coeficiente de Contração $K_p$
Reta, com cantos arredondados com raio igual a 10% da largura do pilar.	0,02
Arredondada.	0,01
Composta por duas elipses simétricas a partir do eixo central do pilar.	0,00

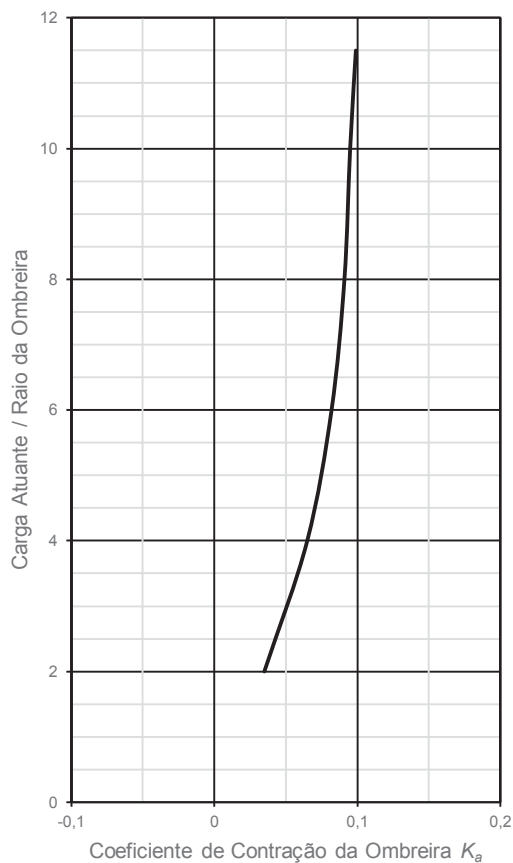
Tabela A.1.2 - Coeficiente de contração das ombreiras  
(Fonte: *USBR*, 1960)

Tipo de Contração	Coeficiente de Contração $K_a$
Retangular com face de montante perpendicular ao sentido do fluxo.	0,20
Arredondada com raio entre 50% e 15% da carga hidráulica de projeto.	0,10
Arredondada com raio maior que 50% da carga hidráulica de projeto e face de montante com inclinação não maior que 45° em relação ao fluxo.	0,00

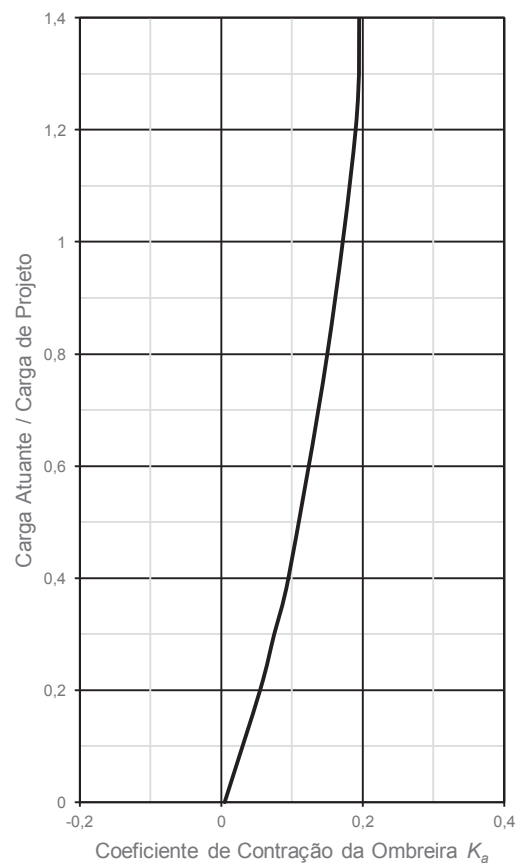
Pode-se ainda utilizar os ábacos sugeridos por *Corps of Engineer* (1955). Na Figura A.1.3 é reproduzido o ábaco para o coeficiente  $K_a$  para: a) barragem de concreto, em função da carga atuante adimensionalizada pelo raio da geometria da

ombreira; b) barragem de terra, em função da carga atuante desta vez adimensionalizada pela carga de projeto. Percebe-se para barragens de concreto que o coeficiente tende para o valor de 10% sugerido por Henderson (1966).

Na Figura A.1.2 é reproduzido o ábaco para o coeficiente  $K_p$ , de acordo com o tipo do pilar e em função também da carga atuante adimensionalizada pela carga de projeto.



(a) Barragem de concreto



(b) Barragem de terra

Figura A.1.2 - Determinação do coeficiente  $K_a$   
(Fonte: *Corps of Engineer*, 1955)

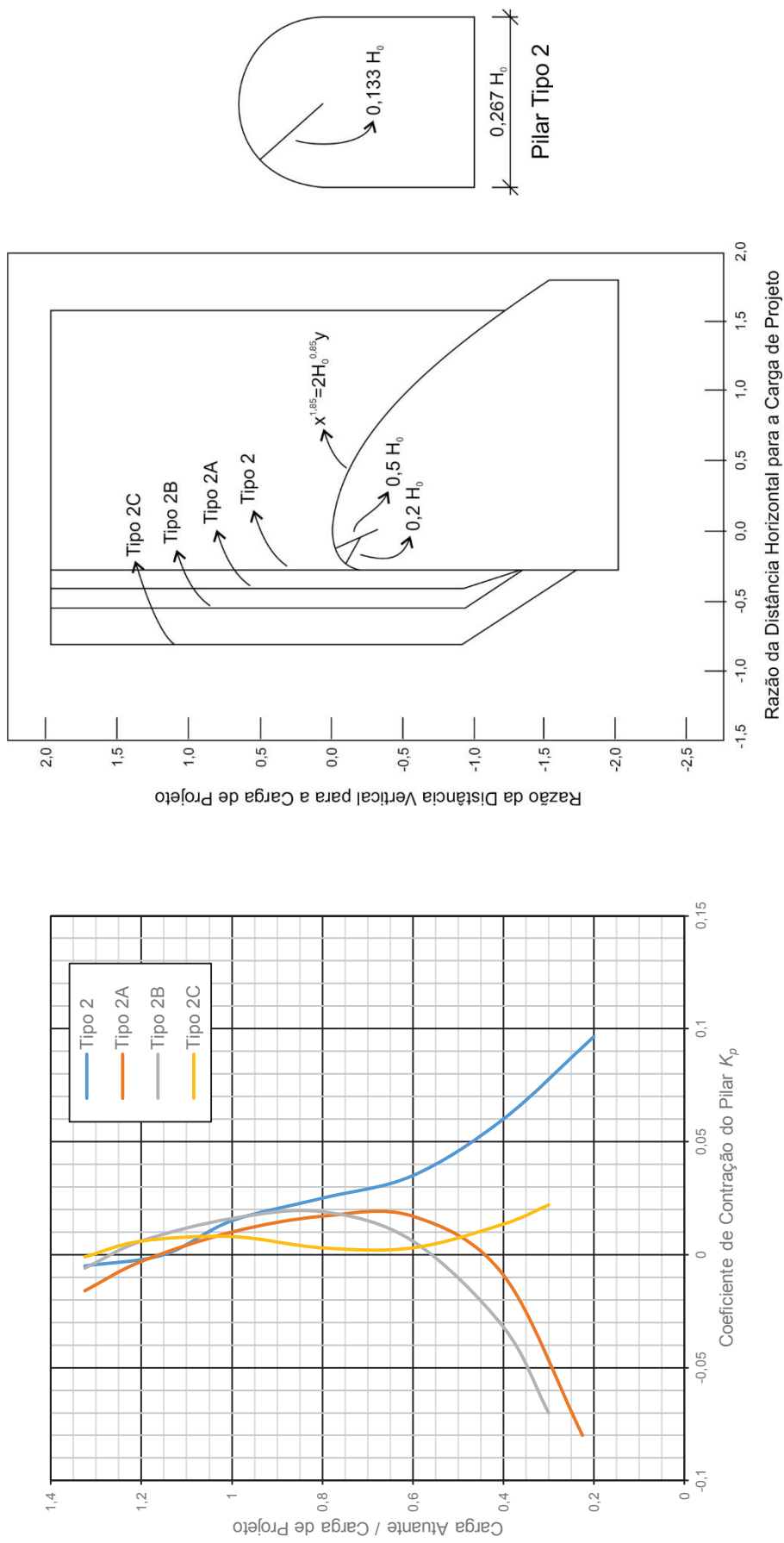


Figura A.1.3 - Determinação do coeficiente  $K_p$   
(Fonte: *Corps of Engineer*, 1955)

## A.2. PERFIL DO VERTEDOURO

O traçado do perfil da soleira vertente foi apresentado por alguns autores e na maioria dos casos, este perfil tem o objetivo de chegar o mais próximo possível do perfil natural obtido para uma soleira delgada, de acordo com a respectiva carga hidráulica. De acordo com Henderson (1966), essa definição visa garantir que a pressão na crista do vertedouro seja igual à atmosférica: uma pressão positiva representaria uma barreira para o fluxo, consequentemente diminuindo o coeficiente de descarga da estrutura; analogamente, a ocorrência de pressão negativa aumenta a capacidade de descarga, pois impulsiona o fluxo de montante para jusante, no entanto a existência dessa pode ocasionar danos à estrutura de concreto. Quanto menor for a carga hidráulica (isto é, a energia) atuante, mais vertical será o perfil natural.

Segundo Chow (1959), inicialmente a trajetória da lâmina inferior era determinada utilizando-se as equações da balística. Apenas em 1886 os primeiros testes em laboratório para a determinação da lâmina foram feitos por Bazin.

Para a determinação da lâmina superior e inferior, Creager (1917) baseia-se na Figura A.2.1. A curva 2-3-4 é determinada ligando-se os pontos da velocidade média em cada respectivo perfil de velocidades ao longo do fluxo. Segundo Bazin (1988, *apud* Creager, 1917), esse ponto de velocidade média pode ser determinado considerando-se um terço da altura do jato acima da lâmina inferior.

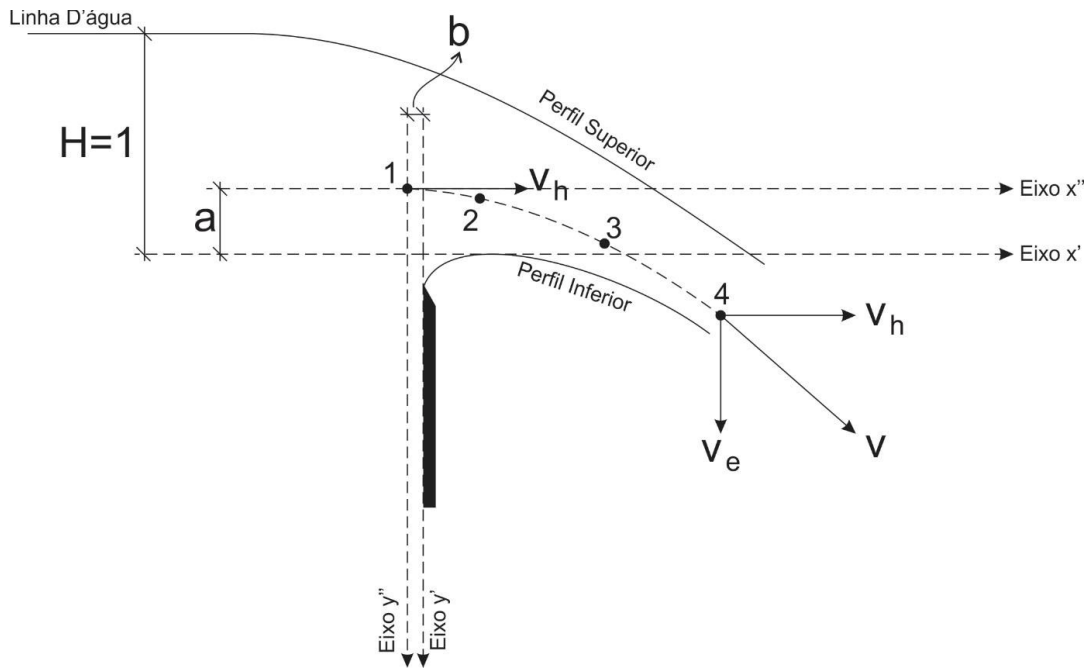


Figura A.2.1 - Esquema de Creager (Fonte: Creager, 1917)

A trajetória vertical de uma partícula definida pela curva 2-3-4 pode ser determinada com relação ao tempo  $t$ :

$$y'' = \frac{t^2 g}{2} \quad (\text{A.2.1})$$

sendo  $y''$  a distância vertical em relação ao ponto 1 de Creager (m) e  $t$  o tempo (s).

Considerando uma velocidade horizontal inicial ( $v_h$ ), a trajetória horizontal pode ser obtida pela seguinte equação:

$$x'' = v_h t \quad (\text{A.2.2})$$

na qual  $x''$  é a distância horizontal em relação ao ponto 1 de Creager (m).

Trabalhando com a equação (A.2.1) e a equação (A.2.2), explicitando o tempo e igualando as duas, obtém-se:

$$y''^2 = \frac{2v_h^2}{g} x'' \quad (\text{A.2.3})$$

que é a equação que define a curva 1-2-3-4, com relação ao ponto 1.

Transportando a origem do sistema de coordenadas para o ponto 5, Creager (1917) apresenta a seguinte equação:

$$(x' + b)^2 = \frac{2v_h^2}{g} (y' + a) \quad (\text{A.2.4})$$

com  $x'$  e  $y'$  sendo coordenadas com relação à origem no ponto 5 e  $a$  e  $b$  constantes desconhecidas.

Sabendo-se que a velocidade de um fluxo pode ser calculada em função da carga hidráulica, a velocidade vertical ( $v_v$ ) ao longo da trajetória 1-2-3-4 pode ser calculada por:

$$v_v = \sqrt{2gy''} \quad (\text{A.2.5})$$

Portanto, pode-se determinar a vazão específica em função da lâmina d'água ( $Y$ ) e da velocidade do fluxo:

$$q = Y \sqrt{v_h^2 + 2gy''} \quad (\text{A.2.6})$$

Para uma carga hidráulica unitária, os valores de  $a$ ,  $b$ ,  $v_h$ ,  $x''^2$  e  $q$  podem ser obtidos da Tabela A.2.1.

Tabela A.2.1 - Coeficientes de Creager  
(Fonte: Creager, 1917)

Coeficiente	Paramento de Montante Vertical	Paramento de Montante em 45°
$a$	0,261	0,249
$b$	-0,063	0,007
$v_h$	6,63	6,52
$x''^2$	$2,732y''$	$2,640y''$
$q$	3,90	3,94

A Tabela A.2.2 apresenta as coordenadas obtidas por Creager (1971) para a carga hidráulica unitária.

Tabela A.2.2 - Perfil da lâmina inferior  
(Adaptado de: Creager, 1917)

$x'$	$y'$	
	Paramento de Montante Vertical	Paramento de Montante em 45°
0,0	0,126	0,043
0,1	0,036	0,01
0,2	0,007	0
0,3	0	0,005
0,4	0,0007	0,023
0,6	0,063	0,09
0,8	0,163	0,193

$x'$	$y'$	
	Paramento de Montante Vertical	Paramento de Montante em 45°
1,0	0,267	0,333
1,2	0,41	0,5
1,4	0,59	0,7
1,7	0,92	1,05
2,0	1,31	1,47
2,5	2,1	2,34
3,0	3,11	3,39
3,5	4,2	4,61
4,0	5,01	6,04
4,5	7,16	7,81

Com base nos resultados de diversos ensaios realizados e apresentados em “*Studies of Crests of Overfall Dams*” (1948), o USBR (1960) apresenta a seguinte equação para determinação do perfil a jusante da crista:

$$\frac{y}{H_0} = -K \left( \frac{x}{H_0} \right)^n \quad (\text{A.2.7})$$

sendo  $y$  a distância vertical a partir da crista (m),  $H_0$  a carga hidráulica de projeto (m),  $K$  e  $n$  constantes dependentes das características da estrutura e  $x$  a distância horizontal a partir da crista (m).

Para um paramento de montante horizontal, Henderson (1966) sugere como valores médios para  $K$  e  $n$ , 0,5 e 1,85, respectivamente, valores estes que determinam um perfil muito próximo do perfil apresentado por Creager (1917).

Os valores de  $K$  e  $n$  podem ser também obtidos dos ábacos apresentados por USBR (1960), como reproduzido na Figura A.2.2 e na Figura A.2.3, de acordo com a inclinação do paramento de montante e em função da relação carga atuante/carga de projeto.



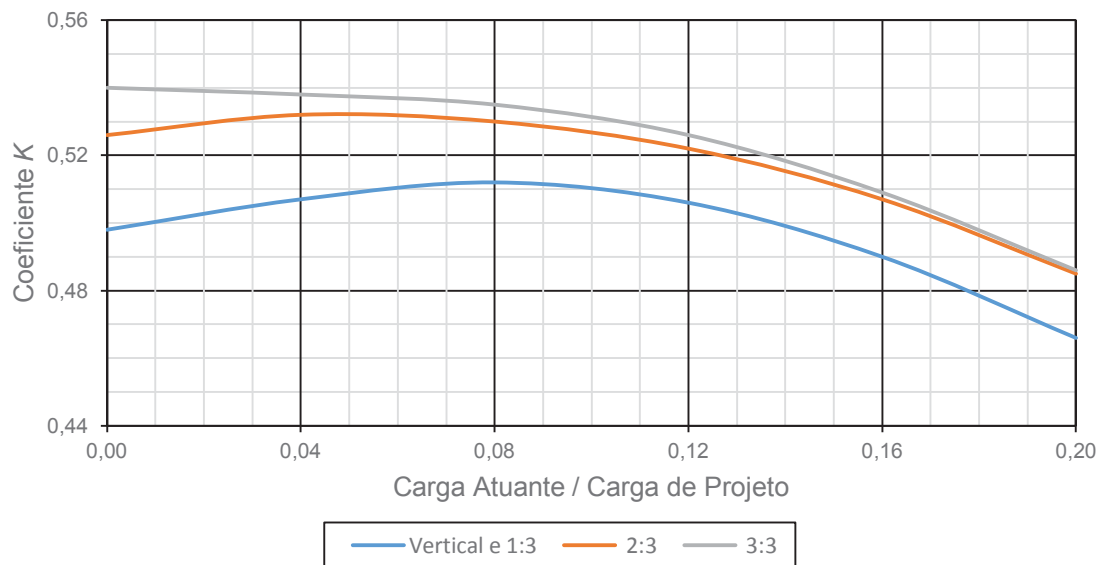


Figura A.2.2 - Determinação do coeficiente  $K$  de acordo com a declividade do paramento de montante (Fonte: USBR, 1960)

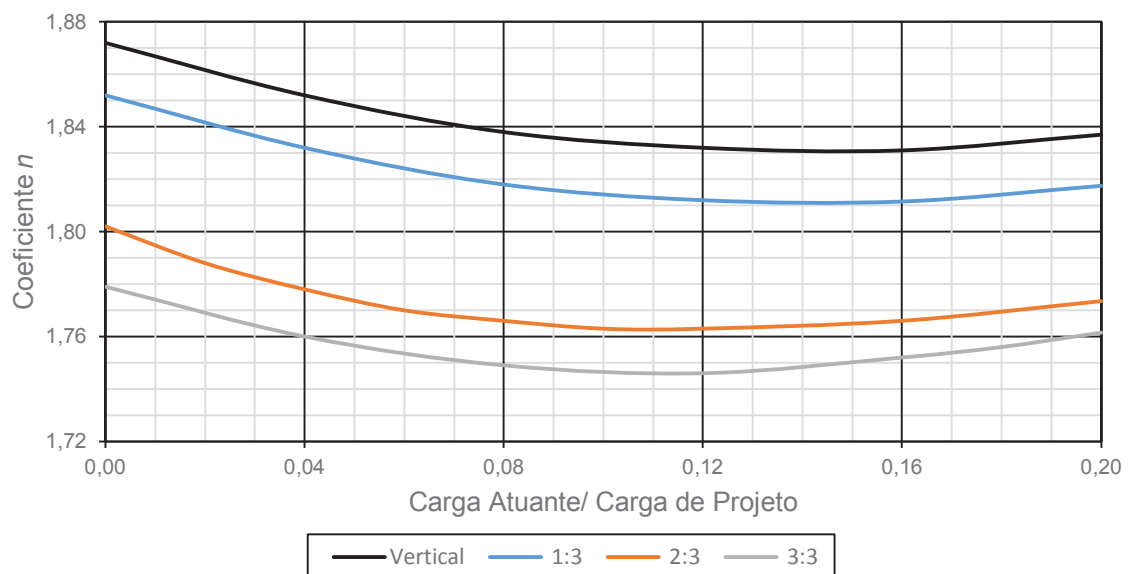


Figura A.2.3 - Determinação do coeficiente  $n$  de acordo com a declividade do paramento de montante (Fonte: USBR, 1960)

O *Corps of Engineers* (1955) apresenta a equação do USBR (1960) com os mesmos coeficientes sugeridos por Henderson (1966), porém adequada para que a distância  $y$  tenha o sentido contrário:

$$x^{1,85} = 2H_0^{0,85}y \quad (\text{A.2.8})$$

De acordo com o USBR (1960), o perfil a montante da crista pode ser obtido pela definição de dois raios, como mostrado na Figura A.2.4.

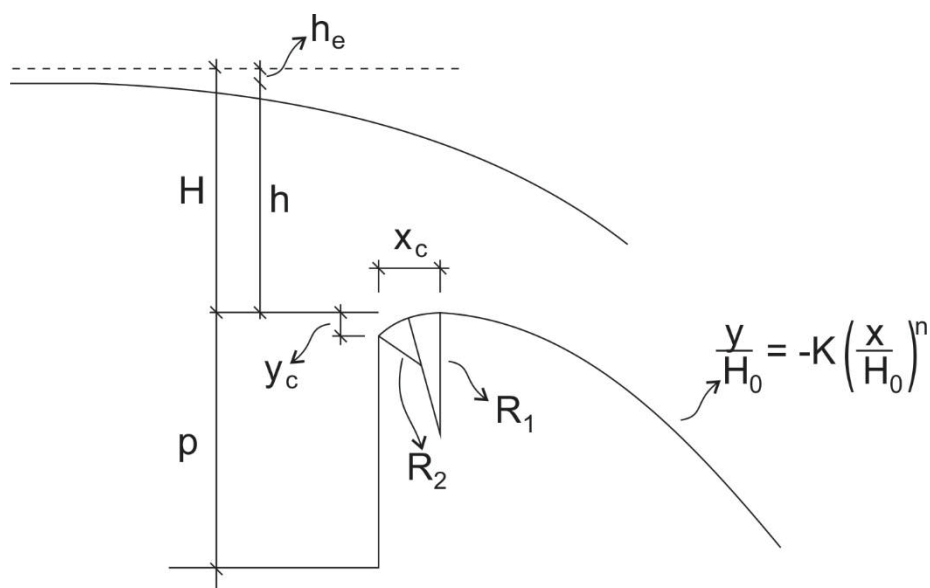


Figura A.2.4 - Perfil conforme USBR  
(Fonte: USBR, 1960)

Os valores dos raios adimensionalizados em função da carga de projeto podem ser obtidos conforme ábaco reproduzido na Figura A.2.5, variando conforme a declividade do paramento de montante e com a lâmina d'água  $h$ .

As distâncias vertical ( $y_c$ ) e horizontal ( $x_c$ ) com relação à crista, que determina o início do perfil, também adimensionalizadas em função da carga de projeto, podem ser obtidas da Figura A.2.6 e Figura A.2.7, respectivamente, considerando a declividade do paramento  $P$ .

O *Corps of Engineers* (1955) apresenta de maneira simplificada a determinação do perfil a montante da crista para uma composição de três raios em função da carga de projeto  $H_0$ , conforme reproduzido na Figura A.2.8.

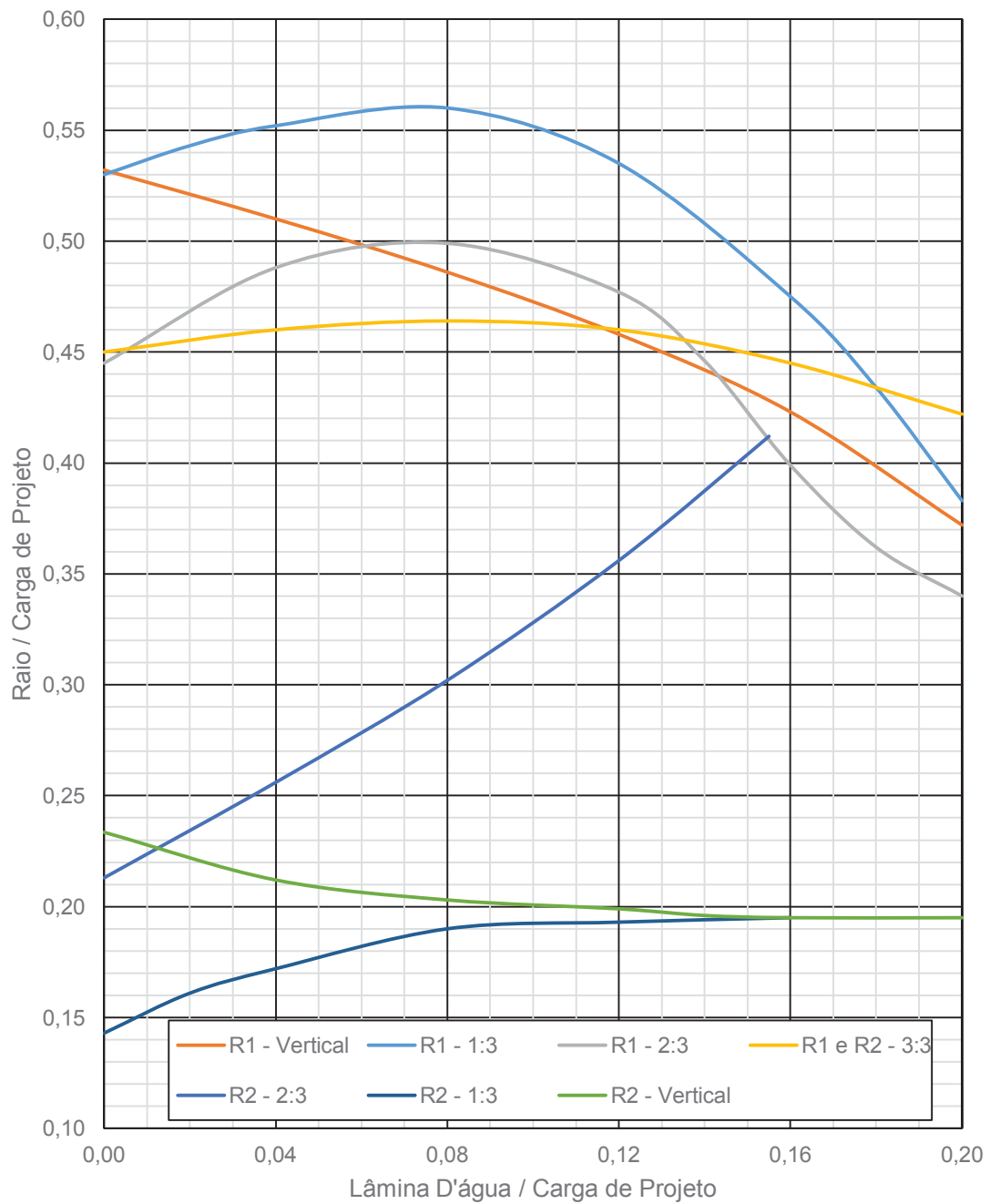


Figura A.2.5 - Determinação dos raios de concordância de acordo com a declividade do paramento de montante  
(Fonte: USBR, 1960)

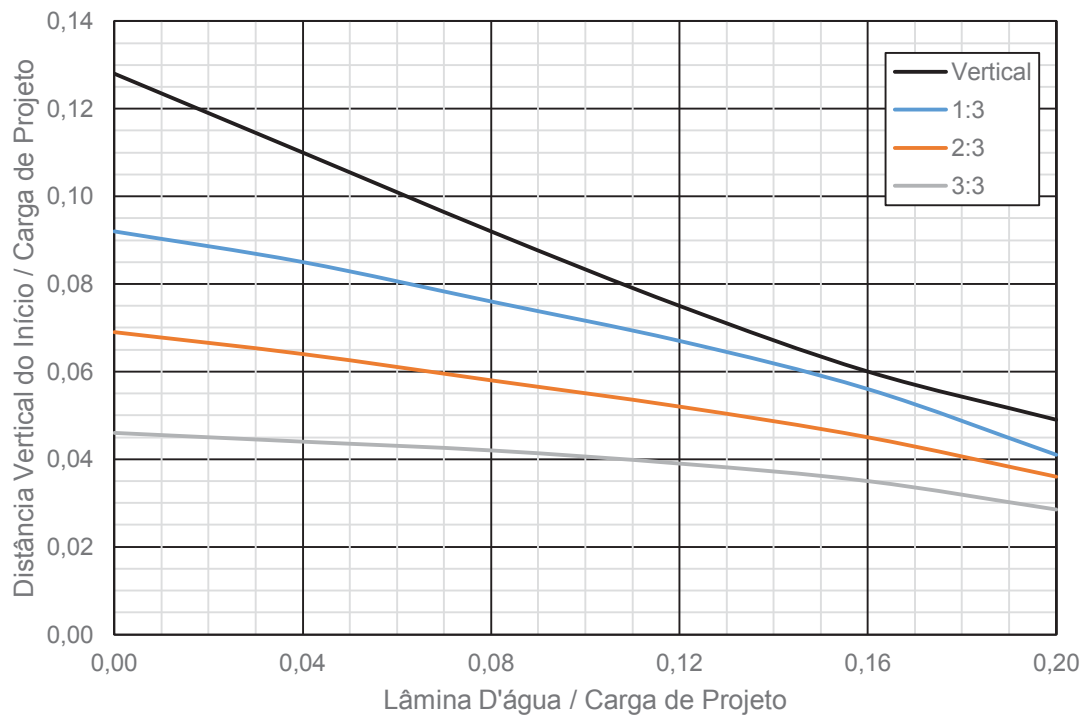


Figura A.2.6 - Distância vertical do início do perfil  $y_c$  de acordo com a declividade do paramento de montante  
(Fonte: USBR, 1960)

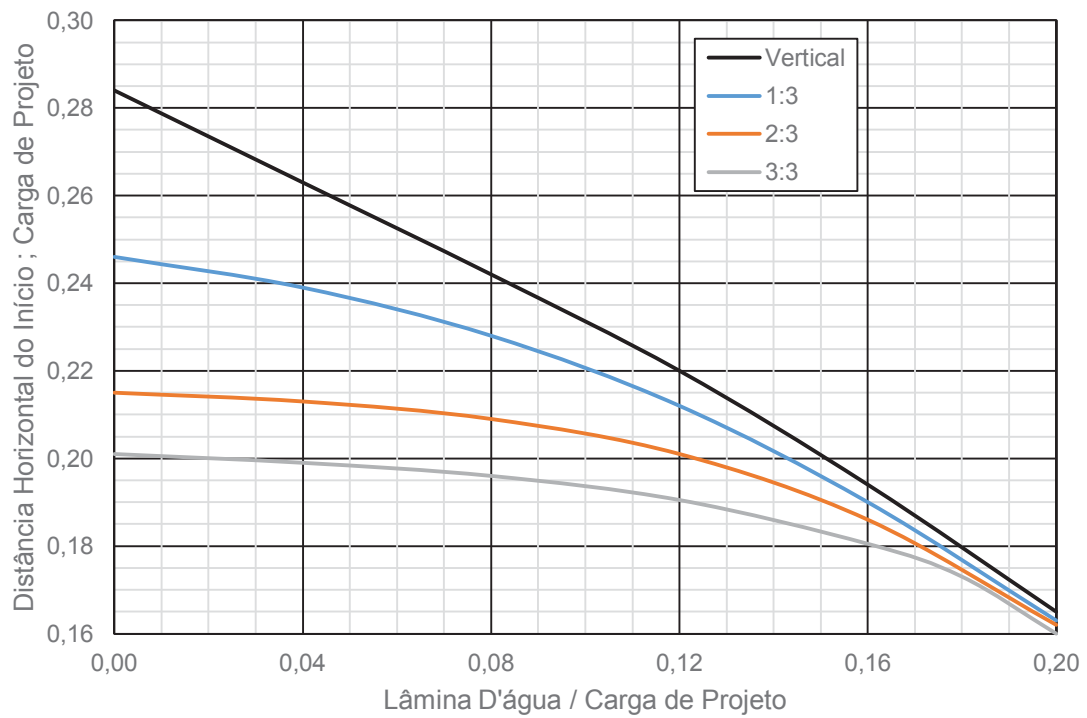


Figura A.2.7 - Distância horizontal do início do perfil  $x_c$  de acordo com a declividade do paramento de montante  
(Fonte: USBR, 1960)

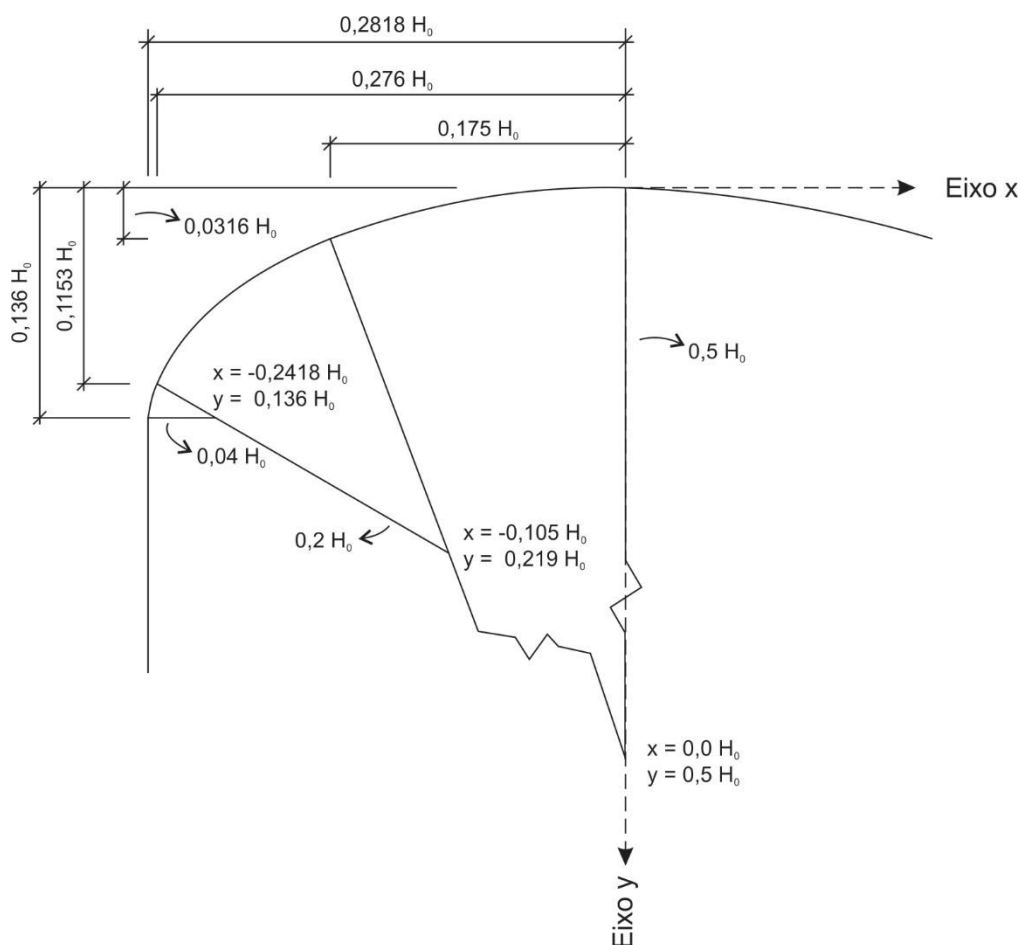


Figura A.2.8 - Perfil conforme *Corps of Engineers*  
(Fonte: *Corps of Engineers*, 1955)

### A.3. COEFICIENTE DE DESCARGA

Uma vez definida a geometria da estrutura, a maior dificuldade está em determinar o coeficiente de descarga. Vertedouros com soleira espessa apresentam usualmente coeficientes de descarga entre 1,5 e 1,8. Já a utilização de um perfil *Creager* aumenta a capacidade da descarga, para um coeficiente entre 2,15 e 2,26 (*Corps of Engineer*, 1955)

De acordo com o *USBR* (1960), quanto maior for a velocidade de aproximação do fluxo, menor será o coeficiente de descarga da estrutura. Este comportamento foi analisado pela razão entre a altura do paramento de montante, considerado vertical, e a carga hidráulica de projeto. Portanto, quanto maior for a altura do paramento e menor a carga hidráulica, maior será o coeficiente de descarga. A Figura A.3.1 apresenta este comportamento. O valor máximo obtido

para o coeficiente de descarga é de 2,18, enquanto o mínimo é 1,7. Este valor mínimo remete a um vertedouro de soleira espessa, ou, analisando o gráfico, um paramento nulo, isto é, um canal.

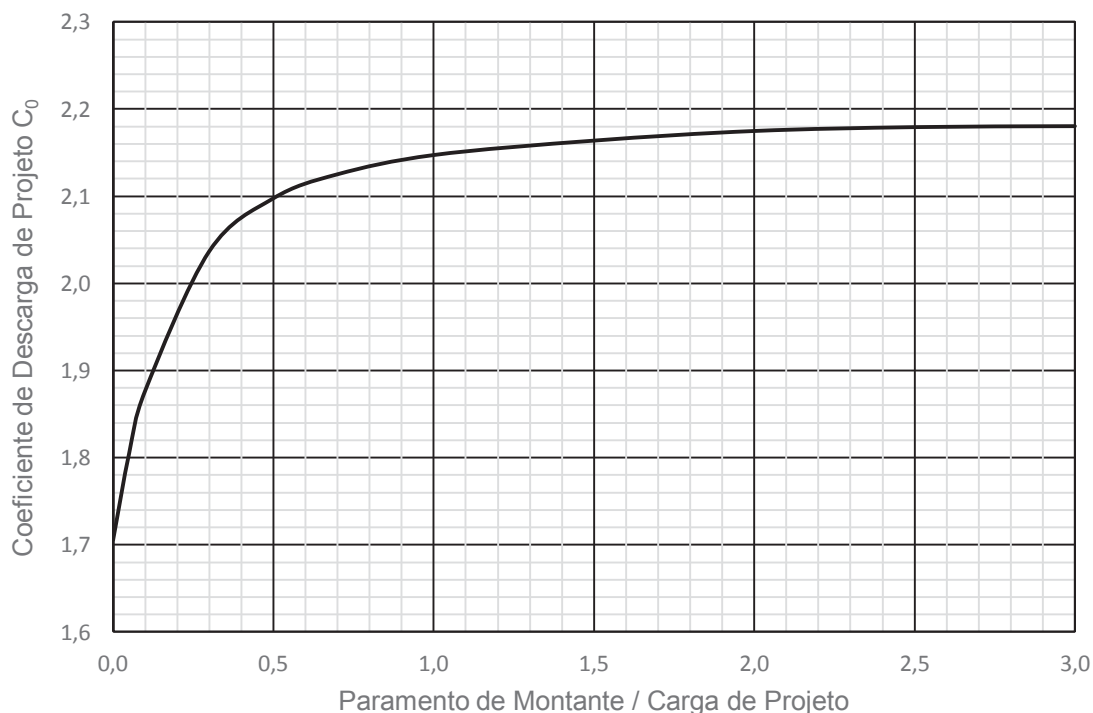


Figura A.3.1 - Coeficiente de descarga em função da altura do paramento de montante (Adaptado de: USBR, 1960)

O coeficiente de descarga foi primeiramente relacionado à razão carga e altura de paramento por Rehbock (1929, *apud* Henderson, 1966), por uma equação de aproximação correspondente a:

$$C' = 0,611 + 0,08 * \frac{H}{p} \quad (\text{A.3.1})$$

O valor mínimo da equação (A.3.1), quando se assume que o paramento de montante é suficientemente grande, remete também a um coeficiente de descarga correspondente a uma soleira espessa.

Contrariamente ao efeito negativo que a velocidade de aproximação em decorrência da altura do paramento pode causar, o aumento de velocidade em decorrência da inclinação deste paramento aumenta a capacidade de descarga, como reproduzido na Figura A.3.2. Isto pode significar que a existência de um paramento a montante auxilia na aderência do fluxo ao perfil determinado,

aumentando a capacidade de descarga. Analisando a Figura A.3.2, este comportamento tende a diminuir quão maior for a razão  $p/H_0$ , chegando a ter um efeito negativo para paramentos muito inclinados.

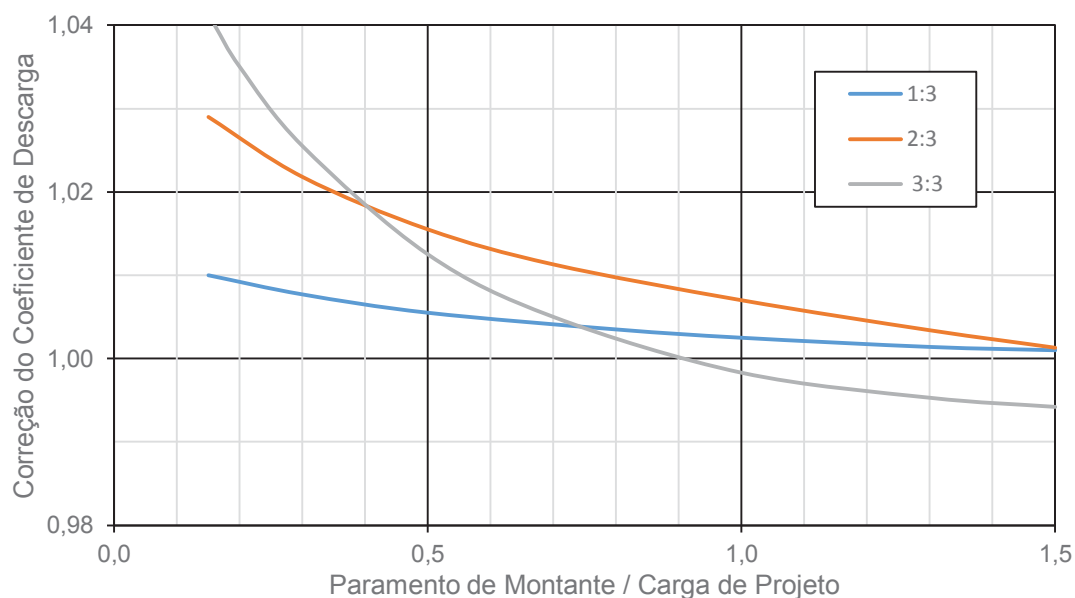


Figura A.3.2 - Variação coeficiente de descarga em função da declividade do paramento de montante (Fonte: USBR, 1960)

A existência de um paramento de montante inclinado tende a evitar o surgimento de vórtices secundários, que ascendem do fundo do canal de aproximação em direção à crista, próximo de paredes e pilares. Este fenômeno foi apresentado por Rouse (1961) e, segundo o autor, ocorre devido ao gradiente de pressão que se forma a montante do paramento.

Como é de se esperar, ao longo da vida útil de uma estrutura, a carga hidráulica atuante raramente coincide com a carga hidráulica de projeto, portanto, o coeficiente de descarga ( $C$ ) raramente coincide com o coeficiente de descarga de projeto ( $C_0$ ).

A ocorrência de cargas hidráulicas menores que aquela de projeto faz existir pressões positivas ao longo do perfil do vertedouro, portanto diminuindo a capacidade de descarga. Já a ocorrência de cargas hidráulicas maiores faz surgir pressões negativas ao longo do perfil, aumentando a capacidade de descarga. Este comportamento pode ser visto na Figura A.3.3.



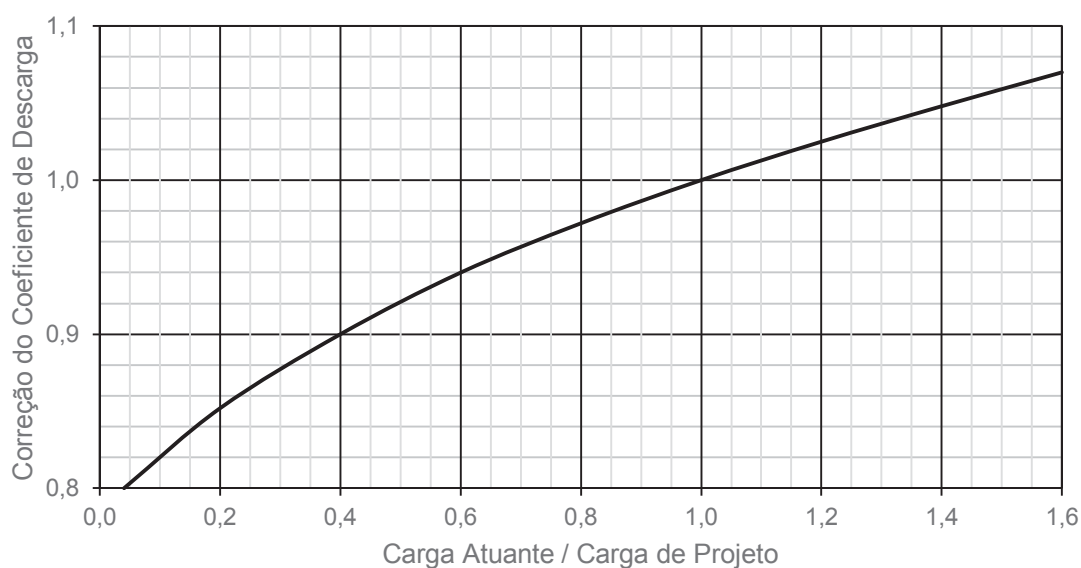


Figura A.3.3 - Variação do coeficiente de descarga em função da carga hidráulica atuante  
(Fonte: USBR, 1960)

De maneira direta e com base em resultados de modelos reduzidos e investigações em protótipos, o *Corps of Engineer* (1955) apresenta a curva reproduzida na Figura A.3.4.

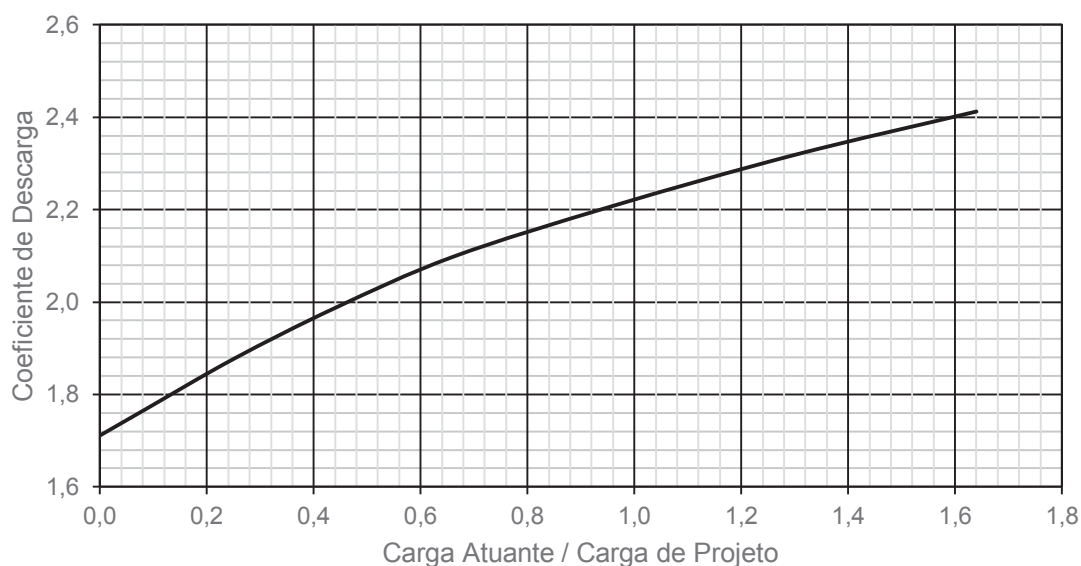


Figura A.3.4 - Coeficiente de descarga por *Corps of Engineers*  
(Adaptado de: *Corps of Engineers*, 1955)

Assim como *Corps of Engineers* (1955), Creager (1917) também apresenta o coeficiente de descarga apenas em função da razão carga hidráulica por carga de

projeto, mas faz distinção entre paramento de montante vertical e inclinado em uma razão 3:3 (ou em  $45^\circ$ ), como pode ser visto na Figura A.3.5.

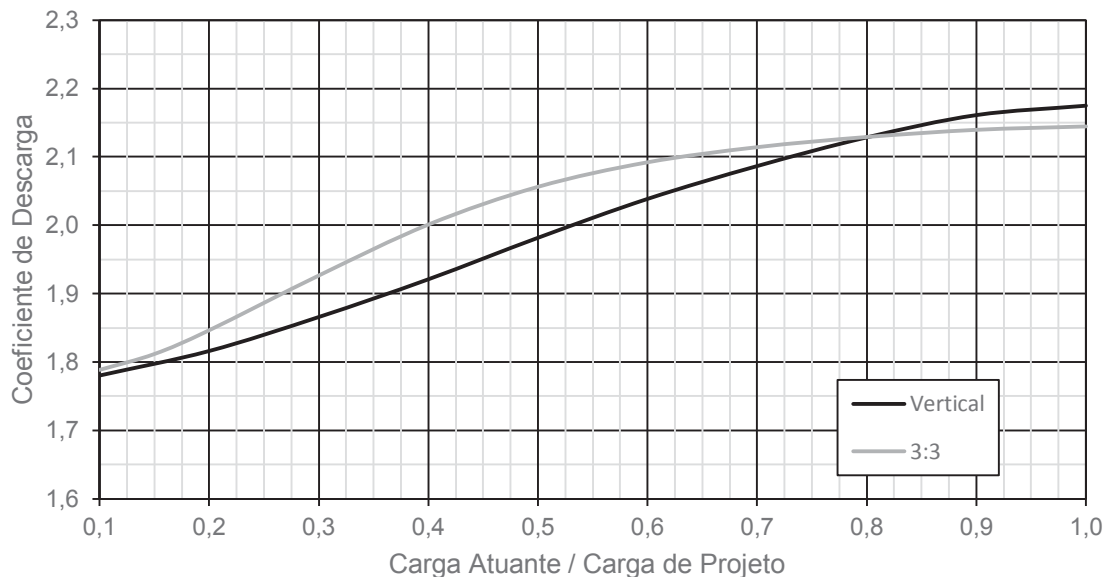


Figura A.3.5 - Coeficiente de descarga por Creager  
(Adaptado de: Creager, 1917)

Além dos resultados utilizados pelo *Corps of Engineer*, Abecasis (1961) compila outros resultados, com razão de carga hidráulica e carga de projeto de até dois. A Figura A.3.6 reproduz o gráfico sugerido por Abecasis (1961) com base nos resultados avaliados.

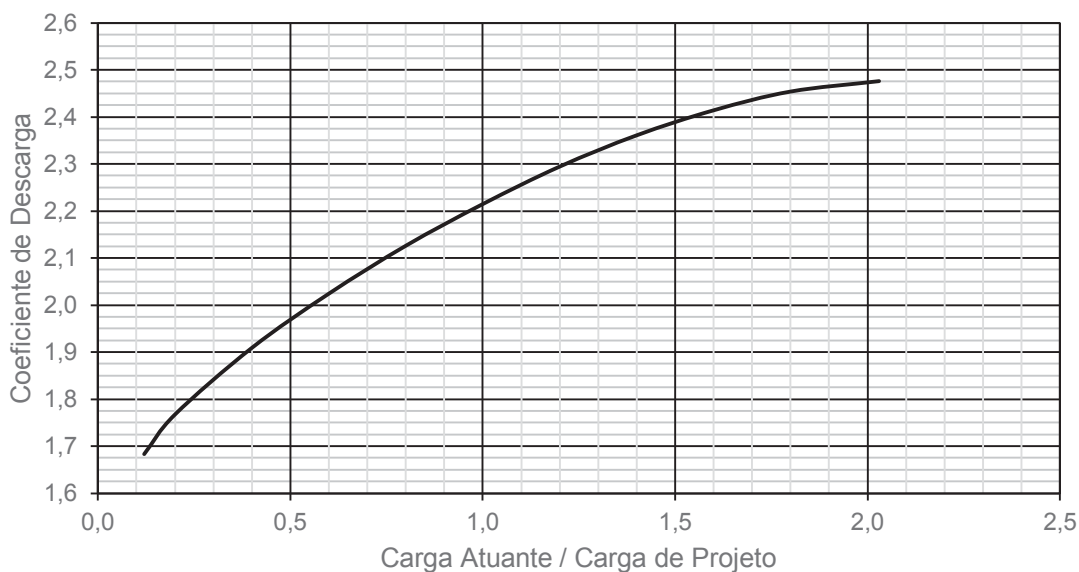


Figura A.3.6 - Coeficiente de descarga por Abecasis  
(Adaptado de: Abecasis, 1961)

Embora não contemple razões maiores do que dois, a curva proposta por Abecasis (1961) indica uma tendência do coeficiente de descarga próxima a 2,48.

Apesar de utilizar resultados apresentados por alguns mesmos autores (Rouse e Reid, 1935, e Dillman, 1933) que Abecasis (1961), Rouse (1961) apresenta uma curva para valores de razão ainda maiores, porém indicando uma zona de separação próximo da razão 3,1 (Figura A.3.7). Rouse (1961) justifica que a separação ocorre quando o limite inferior do jato imposto pelo perfil do vertedouro obriga a uma variação rápida do sentido do fluxo, diferente do que naturalmente aconteceria para aquela carga hidráulica, ocorrendo separação do fluxo e consequentemente o aumento da carga hidráulica.

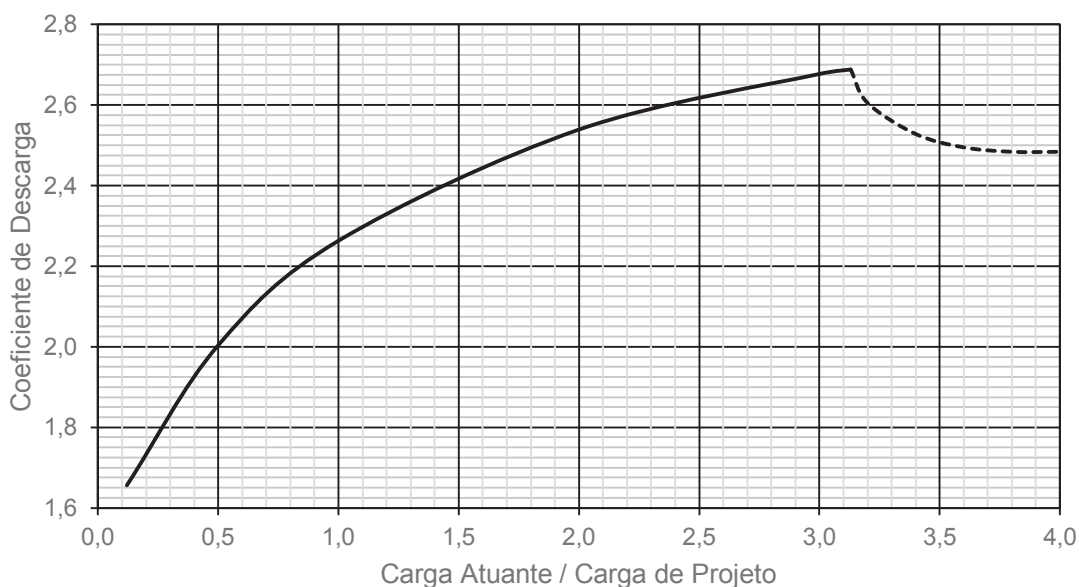


Figura A.3.7 - Coeficiente de descarga por Rouse  
(Adaptado de: Rouse, 1961)

Considerando que a velocidade de aproximação do fluxo não é negligenciável para a razão  $p/h_0$  (altura do paramento de montante pela lâmina d'água de projeto) menor que 1,33, Chow (1959) apresenta o gráfico reproduzido na Figura A.3.8, diferenciando a correção do coeficiente de descarga quando da ocorrência de outras cargas que não a de projeto para estas razões menores. Analisando a figura, a consideração da velocidade de aproximação pode reduzir em até 30% o coeficiente de descarga.

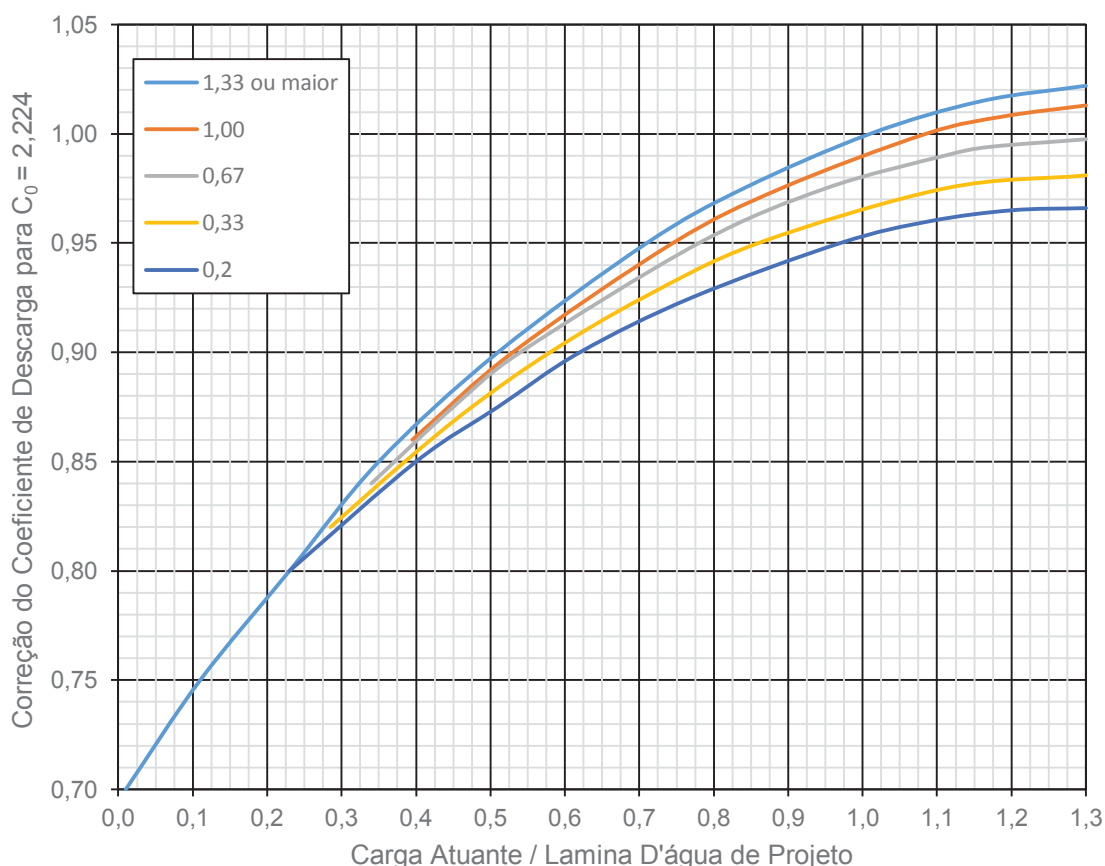


Figura A.3.8 - Coeficiente de descarga por Chow em função da relação  $p/h_0$   
(Fonte: Chow, 1959)

Como já mencionado, a ocorrência de cargas hidráulicas maiores que a carga de projeto fazem aparecer pressões negativas à jusante da crista do vertedouro, pois o fluxo tende naturalmente a um perfil menos abatido. Se de alguma maneira exista a entrada de ar na interface fluido/vertedouro, o fluxo pode eventualmente descolar.

A verificação do limite para uma carga hidráulica maior que a carga de projeto deve, portanto, levar em consideração a possibilidade de pressões suficientemente negativas para causar o fenômeno de cavitação, podendo danificar a estrutura. Abecasis (1961) apresenta o gráfico reproduzido na Figura A.3.9. O limiar para a cavitação é apresentado conforme o perfil hidráulico definido para o vertedouro e a carga de projeto da estrutura, em que, quão maior for a carga de projeto, menor é a relação  $H/H_0$  admissível.

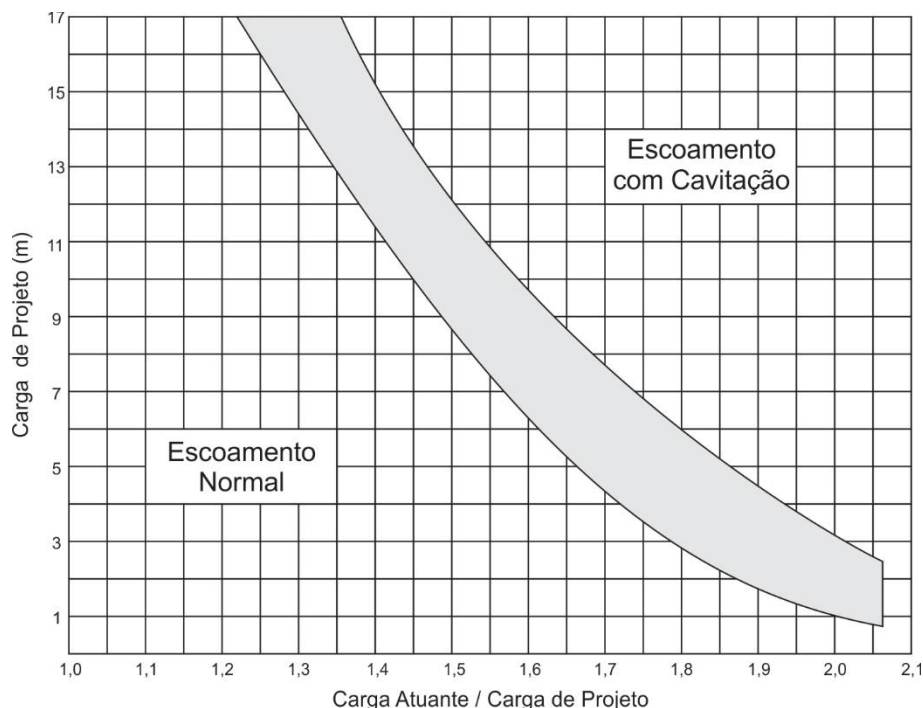


Figura A.3.9 - Limiar de cavitação  
(Adaptado de: Abecasis, 1961)

O nível de água a jusante do vertedouro e a elevação do canal de jusante também podem interferir na capacidade de descarga. Quando o nível de água a jusante é elevado o suficiente para representar uma resistência ao fluxo, diz-se que há submergência por jusante. No encontro entre o perfil do vertedouro e o canal de jusante pressões positivas podem ocorrer, decorrentes da força do fluxo contra o canal. Se este canal for suficientemente próximo da crista do vertedouro, a ocorrência dessas pressões positivas reduz a capacidade de descarga da estrutura.

O *USBR* (1960) apresenta uma série de curvas que indicam a redução do coeficiente de descarga em função de dois parâmetros (reproduzidas na Figura A.3.10): elevação do canal de jusante, representado por  $\frac{h_v + Y}{H}$ ; e do nível de água a jusante, ou grau de submergência, representado por  $\frac{h_v}{H}$ . As linhas tracejadas, que indicam a redução no coeficiente de descarga, são cruzadas pelas linhas vermelhas, que indicam o tipo do escoamento a jusante da crista. Outras características do escoamento também são identificadas pela numeração de 1 a 8.

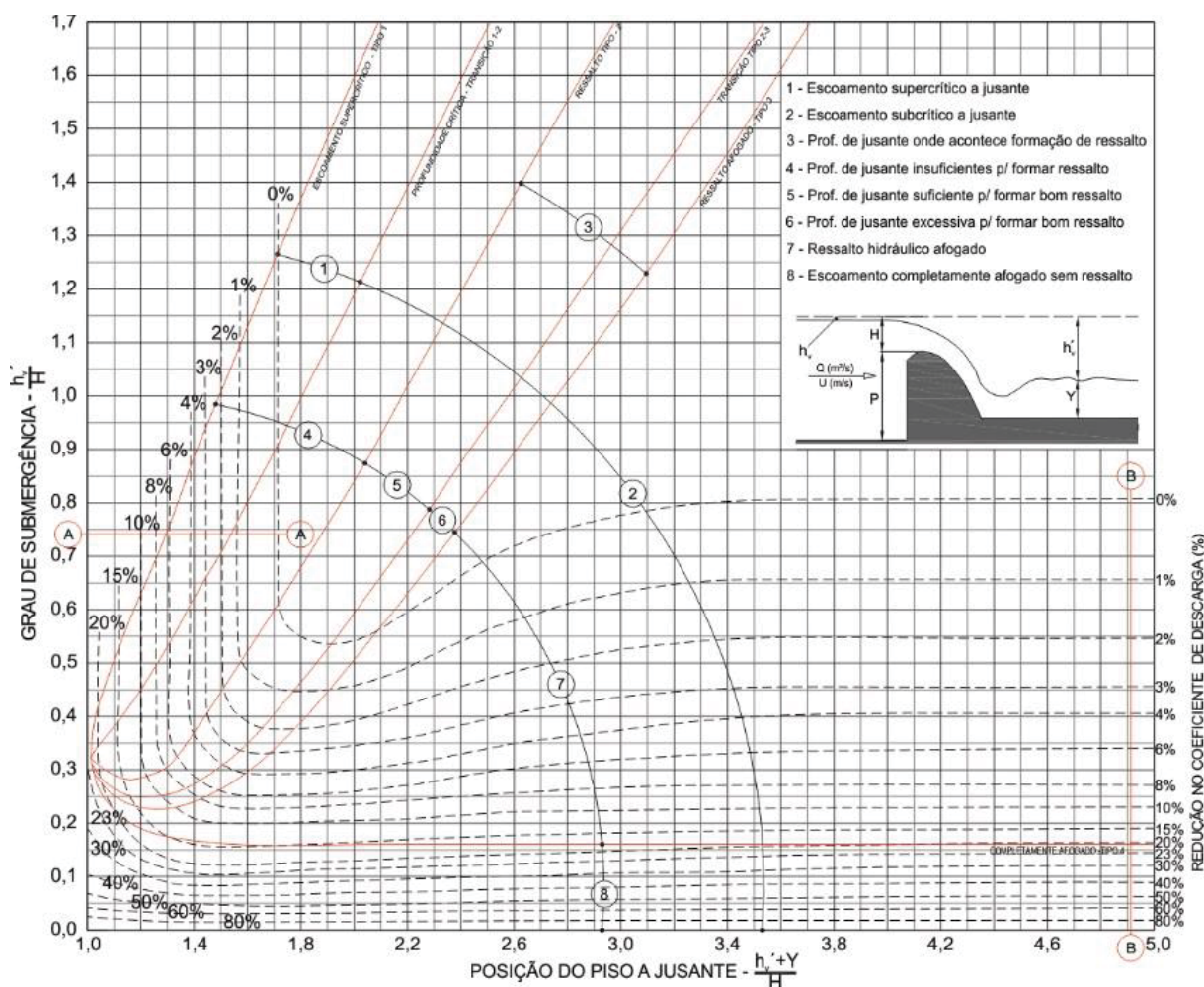


Figura A.3.10 - Redução da capacidade de descarga em função do canal e do nível de água de jusante

(Fonte: USBR, 1960, *apud* Dettmer, 2013)

Na figura mencionada, a seção A-A indica a região em que o fluxo continua supercrítico a jusante e que não há ressalto hidráulico, portanto, a redução na capacidade de descarga é decorrente principalmente da posição do canal a jusante, pois o nível de jusante não é suficiente para representar controle. Na seção B-B, é destacado a ocorrência inversa de efeitos, em que o escoamento é subcrítico a jusante ou o ressalto hidráulico é afogado.

Os tipos de escoamento que ocorrem a jusante de vertedouros com elevado grau de submergência foram apresentados por Bradley (1945) e são reproduzidos na Figura A.3.11.

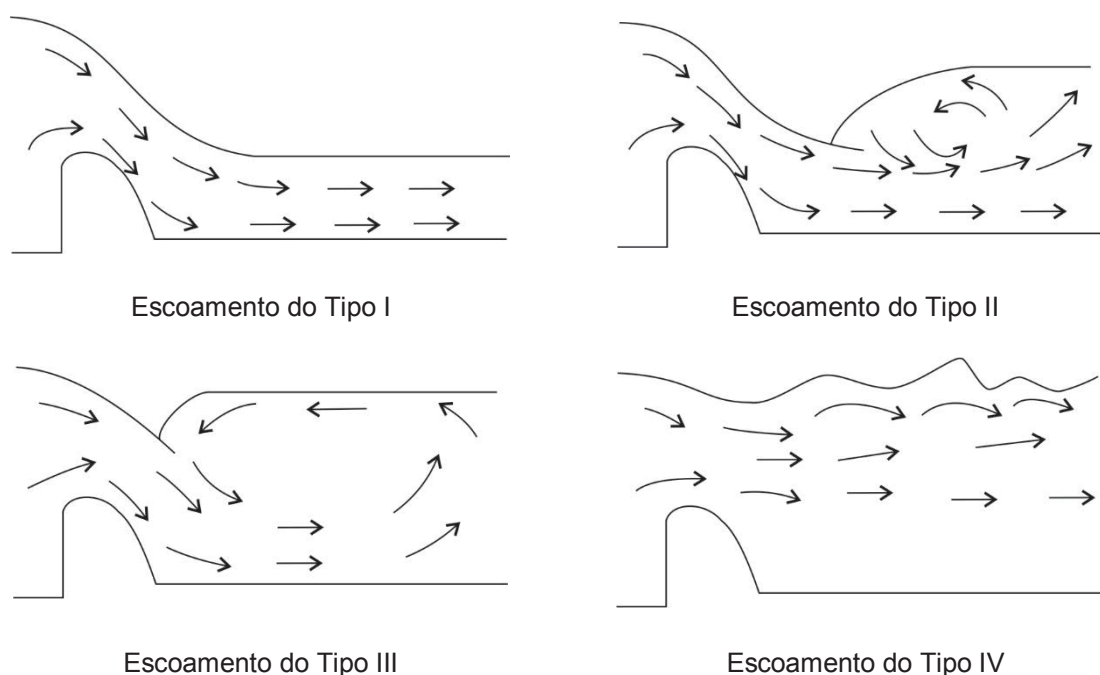


Figura A.3.11 - Tipos de escoamento a jusante de vertedouros com baixa ogiva e elevado grau de submergência (Fonte: Bradley, 1945, *apud* Dettmer, 2013)

Estes escoamentos podem ser assim descritos:

- Tipo I – escoamento supercrítico;
- Tipo II – formação de ressalto hidráulico após o encontro entre o vertedouro e o canal de jusante;
- Tipo III – avanço do ressalto hidráulico contra o perfil vertente;
- Tipo IV – escoamento completamente afogado.

A redução do coeficiente de descarga pela influência apenas da elevação do canal a jusante é apresentada na Figura A.3.12. Pela figura, na medida em que o parâmetro que representa a posição do piso de jusante tende a 1, a redução do coeficiente de descarga tende a 77%. Se considerado um coeficiente de descarga de projeto igual a 2,2, com a redução o coeficiente traduz um vertedouro de soleira espessa.



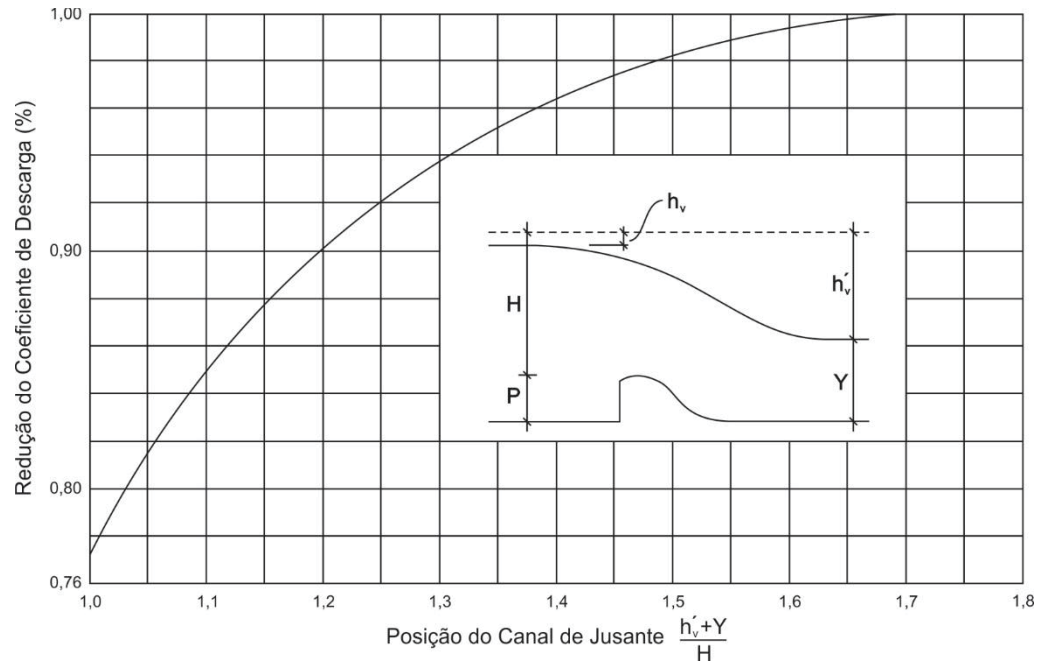


Figura A.3.12 - Redução da capacidade de descarga em função apenas do canal de jusante  
(Fonte: USBR, 1960)

## APÊNDICE B – ESTUDO COMPUTACIONAL DA CAPACIDADE DE DESCARGA DE UM VERTEDOURO LIVRE COM CANAL DE APROXIMAÇÃO

### B.1. INTRODUÇÃO

Para o estudo de caso de alta carga hidráulica apresentado nesta dissertação, um vertedouro de soleira livre com 10 m de comprimento e paramento de montante com 2 m de altura foi simulado, conforme geometria utilizada nos estudos conduzidos em modelo físico reduzido no CEHPAR. Dentre as vazões testadas no modelo físico, apenas aquela que resultou na formação da zona de separação foi estudada computacionalmente.

Neste anexo, serão apresentados os resultados computacionais em termos de capacidade de descarga para as demais vazões. Todos os oito cenários testados no modelo físico são novamente apresentados na Tabela B.1.1, desta vez em escala de protótipo. Como se pode perceber, no modelo físico foram simuladas vazões entre 20 e 460 m<sup>3</sup>/s, com relações de carga atuante por carga de projeto variando entre 0,39 e 2,93 m. Os coeficientes de descarga obtidos variaram entre 1,89 e 2,15, porém o valor máximo não corresponde à máxima vazão, fato este explicado pela formação da zona de separação neste último cenário.

Tabela B.1.1 - Resultados de modelo físico reduzido em escala de protótipo (Adaptado de: CEHPAR, 2001)

Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Nível do Reservatório (m)	Carga Atuante (m)	Carga Atuante / Carga de Projeto*	Paramento de Montante / Carga de Projeto	Coeficiente de Descarga
20	499,04	1,04	0,39	1,92	1,89
45	499,73	1,73	0,64	1,16	1,98
60	500,04	2,04	0,76	0,98	2,06
75	500,34	2,34	0,87	0,85	2,10
90	500,64	2,64	0,98	0,76	2,10
160	501,80 / 501,83	3,81	1,41	0,52	2,15
240	502,98 / 503,04	5,01	1,86	0,40	2,14
460	505,83 / 505,98	7,90	2,93	0,25	2,07

\*A carga de projeto foi estimada com base na equação perfil Creager como igual a 2,70 m

Como apresentado na Figura B.1.1, os coeficientes de descarga obtidos no modelo físico reduzido distanciaram-se da curva proposta por Rouse (1961) e apresentada no Anexo 1, apesar de terem apresentado a formação da zona de separação para uma carga hidráulica quase três vezes maior que a carga de projeto. Este afastamento pode indicar que a curva proposta talvez não seja válida para vertedouros que contemplem uma velocidade de aproximação significativa, como é o caso.

Por outro lado, ainda na Figura B.1.1 é possível perceber que os resultados aproximaram-se mais da curva proposta por Creager (1917), também apresentada no Anexo 1, que apresentou uma tendência de coeficientes de descarga abaixo de 2,2, apesar de não ir além de uma carga atuante maior que a carga de projeto.

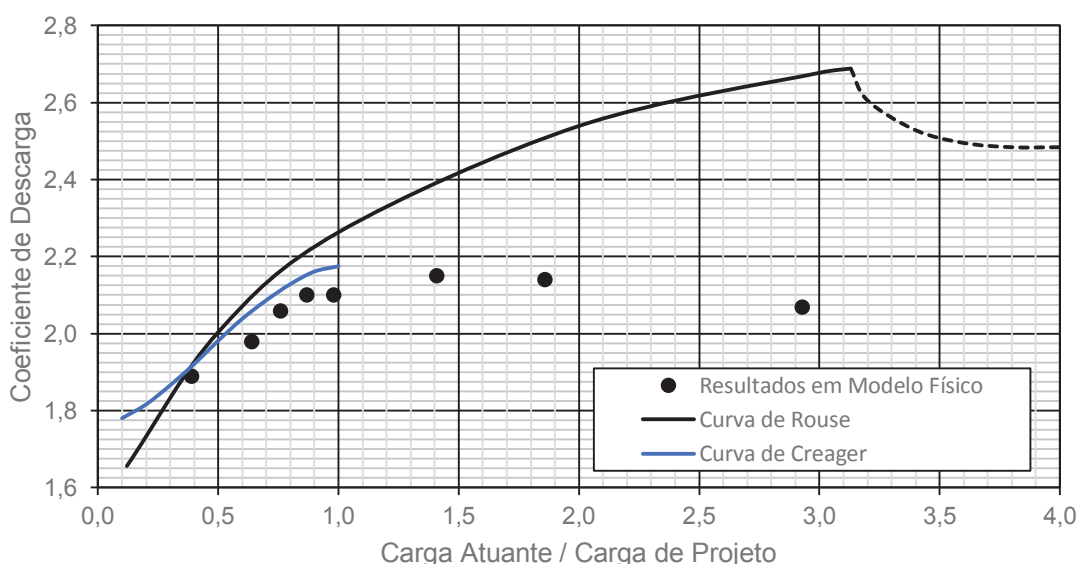


Figura B.1.1 - Comparativo dos resultados do modelo físico reduzido com as curvas de Rouse (1961) e Creager (1917)

Para as simulações, foi utilizado o mesmo modelo computacional calibrado, variando-se apenas a vazão e elevação de fluido na condição de contorno de entrada. Nos itens a seguir serão apresentados os resultados obtidos computacionalmente e discutidas as diferenças destes com os resultados do modelo físico.

## B.2. RESULTADOS OBTIDOS

Para a estimativa do coeficiente de descarga com base nos resultados do modelo computacional, foram levantados os níveis de água calculados no ponto mais a montante e longe da influência da condição de entrada. Com base neste nível de água, foi calculada a velocidade do escoamento para a obtenção da energia total a montante da crista do vertedouro. Os resultados obtidos computacionalmente para as oito vazões são apresentados na Tabela B.2.1. Os coeficientes de descarga foram então calculados pela equação de capacidade de descarga para vertedouros de superfície, sendo obtidos valores entre 1,93 e 2,14, sendo que, assim como nos resultados de modelo físico, o maior coeficiente de descarga não ocorre para a maior vazão, por causa da ocorrência de zona de separação. Há uma clara tendência de redução do coeficiente de descarga para razões de carga atuante por carga de projeto maiores que 1,5.

Tabela B.2.1 - Resultados no modelo computacional em escala de protótipo

Vazão (m <sup>3</sup> /s)	Nível do Reservatório (m)	Velocidade (m/s)	Energia do Reservatório (m)	Carga Atuante (m)	Carga Atuante / Carga de Projeto	Paramento de Montante / Carga Atuante	Coeficiente de Descarga
20	499,02	0,14	499,02	1,02	0,38	1,95	1,93
45	499,67	0,31	499,67	1,67	0,62	1,20	2,08
60	500,01	0,40	500,02	2,02	0,75	0,99	2,09
75	500,32	0,49	500,34	2,34	0,86	0,86	2,10
90	500,59	0,58	500,61	2,61	0,97	0,77	2,14
160	501,78	0,95	501,82	3,82	1,42	0,52	2,14
240	502,94	1,34	503,03	5,03	1,86	0,40	2,13
460	505,70	2,22	505,95	7,95	2,94	0,25	2,05

Admitindo com base nos resultados computacionais que a vazão de 90 m<sup>3</sup>/s seja a vazão de projeto, justificado pela razão carga atuante por carga de projeto igual a 0,97, pode-se concluir que o coeficiente de descarga de projeto é igual a 2,14, que corresponde ao máximo valor obtido. Contrapondo-se este valor obtido computacionalmente com a curva sugerida pelo *USBR* (1960) apresentada na Figura 3.1 do Anexo 1, como apresentado na Figura B.2.1, é possível perceber a aderência do resultado computacional com a curva proposta pelo *USBR* (1960).

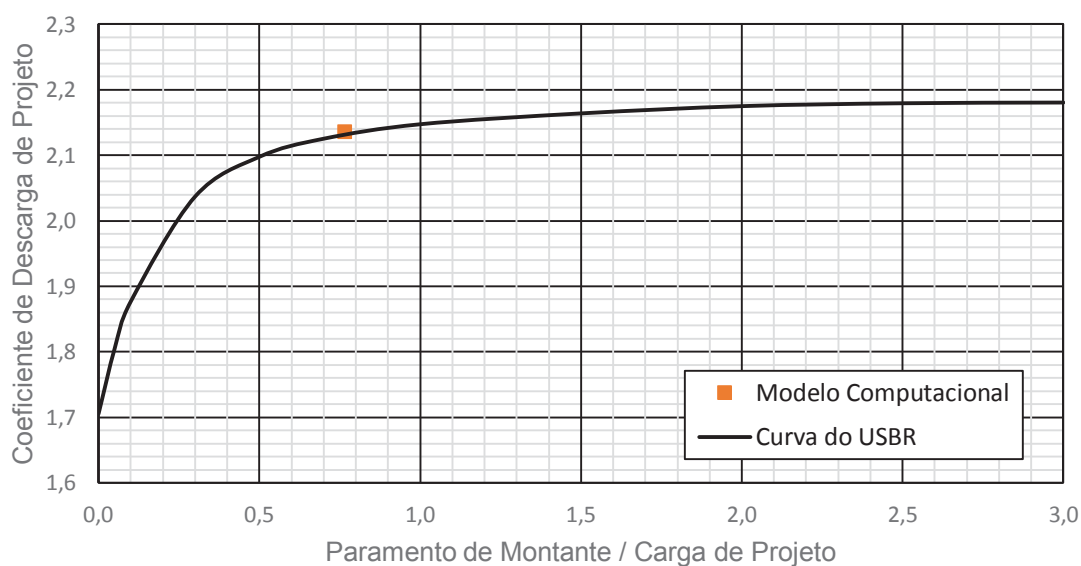


Figura B.2.1 - Comparativo do coeficiente de descarga de projeto

Uma segunda avaliação que pode ser feita da aderência dos resultados do modelo computacional com as metodologias propostas pelo *USB*R (1960) é a correção do coeficiente de descarga de projeto para a ocorrência de cargas hidráulicas diferentes da carga de projeto, como apresentado no Anexo 1 pela Figura 3.3. Considerando ainda o coeficiente de descarga de projeto igual a 2,14, a razão entre os coeficientes obtidos para os demais cenários e o de projeto foram calculados e contrapostos com a curva sugerida pelo *USB*R (1960) para correção em função da razão carga atuante por carga de projeto como mostrado na Figura B.2.2.

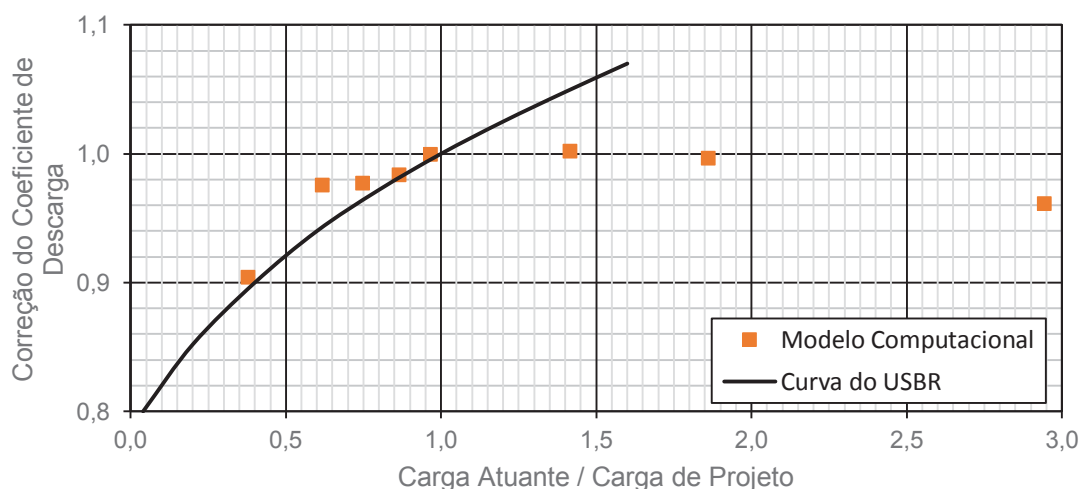


Figura B.2.2 - Correção do coeficiente de descarga

Pela figura pode-se notar a aderência com a curva sugerida para razões menores que 1, com exceção dos resultados obtidos para o segundo cenário. Para razões maiores do que a unidade, ao contrário do sugerido pelo *USBR* (1960), há uma diminuição do coeficiente de descarga, pois o valor de correção deste mantém-se abaixo de 1.

Contrapondo-se os coeficientes de descarga obtidos no modelo computacional com os resultantes do modelo físico, a maior diferença relativa foi de 5,27 % para a vazão de 45 m³/s, como pode ser visto na Tabela B.2.2. De uma maneira geral, existe a tendência de o modelo computacional superestimar a capacidade de descarga da estrutura para vazões mais baixas, passando a subestimar para vazões mais altas, em comparação com o modelo físico.

A segunda maior diferença relativa foi de 2,22 %, quase a metade da maior, para a vazão de 20 m³/s. Pode-se concluir, portanto, que o modelo computacional representa de maneira adequada os resultados do modelo físico, chegando a coeficientes de descarga quase iguais quando considerado apenas duas casas decimais, como no caso para a vazão de 75 m³/s.

Tabela B.2.2 - Comparativo de coeficientes de descarga

Vazão (m³/s)	Modelo Computacional	Modelo Físico	Diferença Relativa (%)
20	1,93	1,89	2,22
45	2,08	1,98	5,27
60	2,09	2,06	1,33
75	2,10	2,10	0,07
90	2,14	2,10	1,71
160	2,14	2,15	-0,42
240	2,13	2,14	-0,51
460	2,05	2,07	-0,80

Avaliando-se graficamente a variação do coeficiente de descarga com a relação carga atuante por carga de projeto, os resultados do modelo computacional ficam mais próximos da curva sugerida por Creager (1917), como demonstra a Figura B.2.3. Os resultados computacionais reforçam a tendência dos resultados físicos de aumento do coeficiente de descarga para razões de carga atuante por carga de projeto de até 1,5, com posterior redução dos coeficientes de descarga.

Ainda assim, o fenômeno de separação foi constatado apenas para a máxima vazão simulada, mas este comportamento pode indicar que a separação ocorra antes, e que a segunda maior vazão já possa estar na iminência da formação da zona de separação. O afastamento entre as duas abordagens para a estimativa do coeficiente de descarga para a razão de 0,62 deixa claro a maior diferença apresentada na Tabela B.2.1 para o segundo cenário.

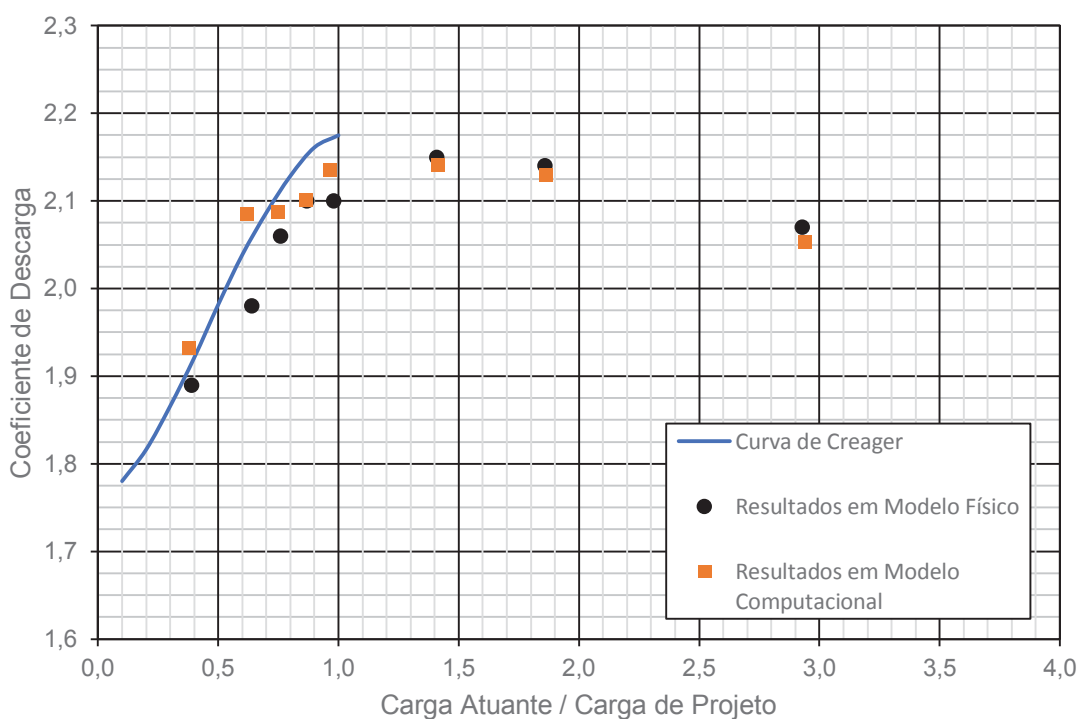


Figura B.2.3 - Comparativo de coeficientes de descarga



## APÊNDICE C – COMPARATIVO DE LINHA D'ÁGUA PARA O CASO COM ALTA CARGA HIDRÁULICA

Ponto	Abscissa (m)	Nível de Água (m)			Diferença (m)	
		Modelo Físico	Malha de 2,5000 cm	Malha de 0,3125 cm	Malha de 2,5000 cm	Malha de 0,3125 cm
1	-0,250	12,602	12,607	12,600	0,006	-0,001
2	-0,200	12,592	12,600	12,592	0,008	0,000
3	-0,150	12,586	12,591	12,588	0,005	0,002
4	-0,100	12,580	12,582	12,585	0,002	0,005
5	-0,063	12,583	12,575	12,581	-0,008	-0,001
6	-0,038	12,578	12,567	12,579	-0,011	0,001
7	-0,013	12,578	12,562	12,576	-0,016	-0,002
8	0,000	12,575	12,562	12,576	-0,014	0,000
9	0,013	12,573	12,555	12,572	-0,018	-0,001
10	0,025	12,572	12,555	12,572	-0,017	0,000
11	0,038	12,568	12,551	12,566	-0,017	-0,002
12	0,050	12,564	12,551	12,566	-0,014	0,001
13	0,063	12,563	12,540	12,558	-0,023	-0,004
14	0,075	12,558	12,540	12,558	-0,018	0,000
15	0,088	12,555	12,529	12,550	-0,025	-0,004
16	0,100	12,552	12,529	12,550	-0,022	-0,001
17	0,125	12,541	12,525	12,538	-0,016	-0,004
18	0,150	12,526	12,510	12,525	-0,016	-0,001
19	0,175	12,514	12,502	12,513	-0,012	-0,001
20	0,225	12,490	12,481	12,492	-0,008	0,003
21	0,325	12,455	12,452	12,455	-0,004	0,000
22	0,425	12,431	12,426	12,428	-0,005	-0,003
23	0,525	12,407	12,402	12,406	-0,005	-0,001
24	0,575	12,393	12,400	12,394	0,007	0,002
Média (m)					-0,010	-0,001
Desvio Padrão (m)					0,010	0,002
Erro Médio Quadrático (mm)					0,196	0,005

**APÊNDICE D – COMPARATIVO DE LINHA D'ÁGUA PARA O CASO COM ALTO  
GRAU DE SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE**

Ponto	Abscissa (m)	Nível de Água (m)			Diferença (m)	
		Modelo Físico	Malha de 2,50 cm	Malha de 1,25 cm	Malha de 2,50 Cm	Malha de 1,25 Cm
1	-0,357	1,390	1,390	1,388	0,000	-0,002
2	-0,286	1,389	1,389	1,386	0,000	-0,003
3	-0,214	1,388	1,387	1,384	-0,001	-0,003
4	-0,143	1,382	1,382	1,381	-0,001	-0,002
5	-0,071	1,374	1,370	1,371	-0,004	-0,002
6	0,000	1,356	1,353	1,353	-0,003	-0,003
7	0,071	1,332	1,341	1,339	0,009	0,007
8	0,143	1,322	1,326	1,319	0,003	-0,003
9	0,214	1,341	1,321	1,337	-0,020	-0,004
10	0,278	1,354	1,336	1,351	-0,018	-0,002
11	0,357	1,361	1,367	1,366	0,006	0,005
12	0,429	1,361	1,389	1,371	0,029	0,010
13	0,500	1,358	1,378	1,370	0,020	0,012
14	0,571	1,370	1,367	1,370	-0,003	0,000
Jusante	4,286	1,381	1,381	1,381	0,000	-0,001
Média (m)					-0,010	-0,001
Desvio Padrão (m)					0,010	0,002
Erro Médio Quadrático (mm)					0,196	0,005

## ANEXO A – MEDIÇÕES DE PRESSÃO PARA ELEVADA CARGA HIDRÁULICA

(Adaptado de: CEHPAR, 2001)

Ponto	Abscissa (m)	Cota da Tomada (m)	Cota Piezométrica (m)	Pressão (mca)
1	-0,021	12,400	12,623	0,223
2	-0,016	12,405	12,623	0,218
3	-0,016	12,425	12,626	0,201
4	-0,016	12,440	12,555	0,115
5	-0,015	12,446	12,153	-0,293
6	-0,013	12,447	12,280	-0,167
7	-0,012	12,448	12,304	-0,144
8	-0,010	12,448	12,312	-0,137
9	-0,009	12,449	12,310	-0,139
10	-0,007	12,449	12,326	-0,124
11	-0,006	12,450	12,323	-0,127
12	-0,004	12,450	12,344	-0,106
13	-0,002	12,450	12,361	-0,089
14	0,000	12,450	12,377	-0,073
15	0,003	12,450	12,392	-0,058
16	0,006	12,450	12,403	-0,047
17	0,009	12,449	12,427	-0,022
18	0,015	12,448	12,444	-0,004
19	0,025	12,445	12,465	0,021
20	0,035	12,440	12,472	0,033
21	0,045	12,434	12,473	0,040
22	0,050	12,430	12,475	0,045
23	0,060	12,424	12,477	0,053
24	0,085	12,410	12,493	0,084
25	0,110	12,398	12,515	0,117
26	0,135	12,389	12,530	0,141
27	0,160	12,383	12,535	0,152
28	0,178	12,379	12,530	0,151
29	0,280	12,361	12,481	0,121
30	0,480	12,324	12,412	0,089
31	0,583	12,310	12,388	0,078

## ANEXO B – MEDIÇÕES DE NÍVEL DE ÁGUA PARA ELEVADA CARGA HIDRÁULICA

(Adaptado de: CEHPAR, 2001)

Ponto	Abscissa (m)	Nível de Água Médio (m)
1	-0,250	12,602
2	-0,200	12,592
3	-0,150	12,586
4	-0,100	12,580
5	-0,063	12,583
6	-0,038	12,578
7	-0,013	12,578
8	0,000	12,575
9	0,013	12,573
10	0,025	12,572
11	0,038	12,568
12	0,050	12,564
13	0,063	12,563
14	0,075	12,558
15	0,088	12,555
16	0,100	12,552
17	0,125	12,541
18	0,150	12,526
19	0,175	12,514
20	0,225	12,490
21	0,325	12,455
22	0,425	12,431
23	0,525	12,407
24	0,575	12,393

## ANEXO C – MEDIÇÕES PARA A ALTERNATIVA 02 DO CASO COM ELEVADO GRAU DE SUBMERGÊNCIA POR JUSANTE

(Adaptado de: CEHPAR, 2011)

Ponto	Medições de Pressão				Medições de Nível de Água	
	Abscissa (m)	Cota da Tomada (m)	Cota Piezométrica (m)	Pressão (mca)	Abscissa (m)	Nível de Água (m)
1	-0,229	0,972	1,396	0,424	-0,357	1,390
2	-0,083	1,029	1,384	0,356	-0,286	1,389
3	-0,067	1,053	1,350	0,297	-0,214	1,388
4	-0,029	1,082	1,261	0,179	-0,143	1,382
5	0,000	1,086	1,267	0,181	-0,071	1,374
6	0,043	1,081	1,293	0,212	0,000	1,356
7	0,070	1,073	1,311	0,239	0,071	1,332
8	0,141	1,048	1,347	0,299	0,143	1,322
9	0,274	1,010	1,366	0,356	0,214	1,341
10	0,414	0,982	1,374	0,392	0,278	1,354
11	0,529	0,967	1,373	0,406	0,357	1,361
12	0,693	0,957	1,379	0,421	0,429	1,361
13	0,834	0,957	1,380	0,423	0,500	1,358
14	0,977	0,957	1,380	0,423	0,571	1,370